



TITLE:

# コンクリートの圧縮疲労特性と部材設計への適用に関する基礎的研究(Dissertation\_全文)

AUTHOR(S):

井上, 正一

---

CITATION:

井上, 正一. コンクリートの圧縮疲労特性と部材設計への適用に関する基礎的研究. 京都大学, 1985, 工学博士

ISSUE DATE:

1985-09-24

URL:

<https://doi.org/10.14989/doctor.r5692>

RIGHT:

新 制
工
643
京大附図

# コンクリートの圧縮疲労特性と部材設計 への適用に関する基礎的研究

昭和 60 年 4 月

井 上 正 一



# コンクリートの圧縮疲労特性と部材設計 への適用に関する基礎的研究

昭和 60 年 4 月





# 目 次

第1章 緒 論 .....	1
1.1 序 論 .....	1
1.2 本論文の概要 .....	2
第2章 概 論 .....	5
2.1 概 説 .....	5
2.2 コンクリートの疲労特性に関する既往の研究 .....	5
2.2.1 一定繰返し応力下のプレーンコンクリートの疲労 .....	5
2.2.2 変動繰返し応力下におけるプレーンコンクリートの疲労 .....	12
2.2.3 鉄筋コンクリートはりの疲労 .....	13
2.3 疲労試験結果の処理および解析方法 .....	19
2.4 疲労を考慮した構造物の設計に関する最近の動向 .....	22
〈第2章 参考文献〉 .....	23
第3章 一定繰返し圧縮応力作用下のコンクリートの疲労特性に関する研究 .....	31
3.1 概 説 .....	31
3.2 実験計画 .....	32
3.3 試験結果とその考察 .....	33
3.3.1 疲労寿命の分布 .....	36
3.3.2 $S-\bar{N}$ 線図と200万回疲労強度 .....	39
3.4 コンクリート強度，供試体寸法，繰返し载荷速度が疲労寿命に及ぼす影響 .....	41
3.5 繰返し载荷に伴う変形挙動と疲労寿命 .....	45
3.6 本章の結論 .....	51
〈第3章 参考文献〉 .....	52
第4章 変動繰返し圧縮応力下のコンクリートの疲労特性に関する研究 .....	55
4.1 概 説 .....	55

4.2	累積繰返し回数比とその統計的処理	56
4.3	実験計画と実験方法	58
4.4	試験結果	61
4.5	変動応力下の疲労特性	63
4.5.1	疲労破壊の特性	63
4.5.2	累積繰返し回数比 ( $M$ ) の分布とそのばらつき	66
4.6	マイナー則の適用性	70
4.7	生存確率を考慮した確率累積繰返し回数比による疲労寿命	73
4.8	ランダム荷重作用のモデル化	79
4.9	本章の結論	83
	〈第4章 参考文献〉	84
第5章	コンクリートの圧縮疲労特性のRC部材への適用に関する研究	87
5.1	概説	87
5.2	実験計画	87
5.3	試験結果	91
5.3.1	コンクリート強度とはりの試験結果	91
5.3.2	静的試験	96
5.3.3	繰返し一定荷重下におけるRCはりの破壊様式	98
5.3.4	疲労寿命の分布と $P_s - \bar{N}$ 線式	99
5.4	コンクリートおよび鉄筋応力とはりの疲労寿命	104
5.5	累積繰返し回数比の分布とその確率分布特性	108
5.6	マイナー則および修正マイナー則の適用性に関する検討	113
5.7	繰返し载荷に伴うはりの変形挙動	114
5.8	腹鉄筋を有しないRCはりのせん断疲労特性	134
5.9	本章の結論	137
	〈第5章 参考文献〉	138
第6章	コンクリートの疲労特性の設計への適用に関する研究	141
6.1	概説	141
6.2	各国の疲労設計法の考え方	141
6.3	種々の $S - \bar{N}$ 線式および各種設計用値の検証	144
6.4	累積繰返し回数比 ( $M$ ) の特性値の限界状態設計法への適用	155

6.5	たわみ，ひびわれ幅の限界状態設計法への検討	162
6.6	数値計算例とその検討	165
6.7	本章の結論	175
〈第6章 参考文献〉		177
第7章 結論および謝辞		181



# 第 1 章 緒 論

## 1.1 序 論

コンクリートは比較的安価で、成形が容易、圧縮強度が大きい、耐久性、耐腐食性に優れているなど数多くの長所を有し、Aspdin によるポルトランドセメントの発明以来百数十年の間、鋼材とともに建設用材料の中心的な役割を演じてきた。しかもこの間、コンクリート技術者がコンクリートの利用範囲の拡大とその欠点克服のために払ってきた努力と成果をも決して見逃がすことができない。たとえば、コンクリートは重量が大きいこと、圧縮強度に比べて引張強度が小さいこと、乾燥収縮や温度変化によるひびわれが生じやすい等の欠点を有しているが、これに対して人工軽量骨材の開発、高性能減水剤に見られるような新しい混和材の開発、さらにはプレストレストコンクリート技術などに代表される新材料や新しい構造形式の開発への試みは、コンクリートの品質の著しい改善ないしは欠点の大幅な克服は言うに及ばず、コンクリートそのものの付加価値を大いに高めるまでに至っている。この結果、コンクリート構造物は強くかつ耐久性に優れた半永久的な構造物であり、省力化、省エネルギー、脱公害、経済性の追求などの時代にマッチしたものであることが一般の社会的通念として認められるまでになった。しかも国土の有効利用や海洋開発への関心の高まりとともに、コンクリートを素材とする構造物は、かつて経験したことのないような過酷な環境場での利用も次第に増大しつつある。

一方、実際のコンクリート構造物は、長期間の使用の間には種々の原因によりコンクリートや鉄筋などの材料および構造体は大なり小なり劣化を生じ損傷が進行して行くと考えるのが一般的である。この劣化していく速さは、構造物が接する環境条件、荷重・外力の履歴などによって相違するばかりでなく、使用材料、部材の種類、設計・施工方法、供用期間とも関連する。とくに、最近のように良質の河川産骨材の枯渇に伴う海砂の多用と反応性骨材の出現は、鉄筋の腐食や膨張性ひびわれの発生によってコンクリートに著しい劣化をもたらすことが懸念されている。施工面においては配合から打設までの各工程の技術が進歩し、合理化および省力化が進んだ反面、全工程にわたるシステム的な品質管理が十分でなく、これがコンクリート構造物の品質に悪影響を及ぼしている。また、コンクリート構造物の多様化、建造される環境範囲の拡大、作用荷重の増大等もコンクリートの耐久性の低下に大きく関与し、コンクリート構造物の早期劣化が社会問題となっている中で、コンクリート構造物の耐久性をも含めた安全性の確保と信頼性の向上は、コンクリート工学の分野でますます重要な課題になりつつある。

設計面においては、現行の許容応力度法を中心とした設計法から限界状態設計法へ移行しつつあり、我が国の土木学会においても「コンクリート構造の限界状態設計法指針(案)」<sup>1)</sup> がすでに発刊されている。その冒頭の設計目的において、\*設計の目的は、構造物がその目的に適合し、安全で、かつ経済

的なものとなるように、構造物または部材が施工中ならびに供用中のあらゆる荷重に対して適度な安全性をもち、通常の使用時に十分な機能を発揮するとともに、その供用期間中に十分な耐久性をもつことを達成することとする。また、構造物がそれを取り囲む環境によく適合することにも留意しなければならない。”と述べている。すなわち、破壊に対する安全性のみでなく、使用性や耐久性についての検討を行うことの重要性を指摘している。具体的には、コンクリートに発生するひびわれ幅や鉄筋のかぶりを規定することによって耐久性が損なわれないことを確保するとともに、疲労限界状態を規定することによって変動する外力荷重に対する耐久性（安全性）をも検討することを定めている。

現状においては、耐久性を考慮した設計は、試験に長時間を要すること、影響因子が多いこと、外的要因の影響についての調査やデータの蓄積が少ないことなどの理由により、その重要性の認識に比べて未解決の問題が多く残されている。

このような現状を考え、本研究においては、変動繰返し荷重下のコンクリートの耐久性、すなわちコンクリートおよびコンクリート構造物の疲労の問題を採り上げて種々の検討を試みるものである。

コンクリートの疲労については、その破壊機構も含めて解決しなければならない種々の問題があるが、本研究は疲労寿命に着目し、変動荷重下におけるプレーンコンクリートの圧縮疲労特性さらには鉄筋コンクリートを対象とした部材の疲労特性を明確にし、疲労寿命の推定法を確立することに主眼を置いている。さらに部材については、使用限界状態に関連する繰返し荷重下でのたわみやひびわれ幅の予測手法を確立することを目的とするものである。

## 1.2 本論文の概要

本論文は、一定および変動繰返し荷重下におけるプレーンコンクリートならびに鉄筋コンクリートはり部材の疲労特性について論じたもので、7章からなっている。

まず、第2章では、コンクリートおよびコンクリート部材の疲労に関する従来の研究のうち、本論文に直接関係するものについて概説し、本研究の工学上の意義と位置づけを行う。

第3章は、一定繰返し荷重を受けるプレーンコンクリートの圧縮疲労特性を明らかにすることを目的として行った研究について述べる。

コンクリートの疲労破壊は、一種の確率過程の問題であるとの観点に立ち、破壊に至るまでの荷重の繰返し数、すなわち疲労寿命の確率分布特性を検討することによって、コンクリートの疲労特性を把握していく。また、上限荷重の大きさ、繰返し載荷速度、コンクリート強度、供試体寸法などの要因がコンクリートの疲労寿命や疲労寿命のばらつきに及ぼす影響、さらには変形特性に及ぼす影響についても言及する。

第4章は、ランダム荷重下のプレーンコンクリートの圧縮疲労特性を明確にする1手段として、2段階2重あるいは3段階3重重複繰返し応力下における疲労特性について論じている。すなわち、上限応力比（ $\text{応力比} = \text{載荷応力} / \text{コンクリートの平均強度}$ ）の大きさ、先行応力比と後続応力比の大小関係（荷重順序）、先行応力比における載荷繰返し回数等の要因が疲労寿命や疲労寿命の確率分布特

性に及ぼす影響について検討する。続いて、実働のランダム荷重に比較的近い外力荷重として、載荷する応力とその作用頻度の関係に数種の代表的な確率密度関数を採用した変動応力による疲労試験を実施し、一定応力および2段階2重、3段階3重応力の各疲労試験結果との関連においてランダム荷重下の疲労寿命を明らかにし、併せてマイナー則を含めた疲労寿命の推定法についても言及する。また、これらの試験を通じて、コンクリートに対して従来行われてきた2段階2重重複応力試験がランダム荷重下のどのような荷重条件を再現した試験であったかを明らかにする。さらにランダム荷重下の疲労寿命の評価パラメータとして、構造物の重要度に応じて定まる破壊確率ないしは生存確率を考慮した累積繰返し回数比が、限界状態設計法における疲労限界状態の安全性の検討に適用できる可能性についても言及する。

第5章では、コンクリート部材としてRCはりの曲げ疲労特性とせん断疲労特性を論じている。すなわち、コンクリート強度、鉄筋比、作用荷重の大きさなどを要因に選ぶことによって、繰返し一定荷重下ではりがコンクリートの圧縮疲労破壊型と鉄筋の疲労破断型の破壊様式となるような疲労試験を行っている。これらの試験結果をもとに、破壊様式の相違がRCはりの強度特性や変形特性に及ぼす影響について明らかにしている。また、コンクリートや鉄筋素材の $S-N$ 線図とはりのそれとの関係についても考察する。とくに、コンクリート部の圧縮疲労で破壊したはりに対しては、3章の一軸圧縮応力下における $S-N$ 線式を、応力勾配を有するはり圧縮域のコンクリートの疲労寿命推定に適用する手法とその場合の問題点についても言及する。さらに、これとは別に、破壊様式の異なるはりについて変動荷重試験を実施し、ランダム荷重下のRCはりの疲労寿命の推定法や繰返し載荷回数の増加に伴うたわみやひびわれ幅の推定法を、一定荷重試験の結果や材料特性と関連づけて論じている。

第6章は限界状態設計法における疲労を考慮した各国の設計法の現状を紹介し、第3章から6章で得られた疲労特性の限界状態設計法への適用性とその場合の問題点について言及する。

第7章では、第3章から第6章までに得られた結果を総括するとともに、今後に残された問題点を指摘し結びとする。

## ＜ 参 考 文 献 ＞

- 1) 土木学会：「コンクリート構造の限界状態設計法指針（案）」、コンクリートライブラリー、第52号、1983年、pp.15～16。









## 第2章 概 論

### 2.1 概 説

コンクリートの疲労に関する実験的研究の起源は、1903年の Van Ornum<sup>1)</sup>の研究にさかのぼる。その後、コンクリートおよびコンクリート部材の疲労に関する review が1958年に Nordby<sup>2)</sup>によってなされ、さらにプレーンコンクリートを対象とした疲労に関する知識と問題点の集約を Murdock<sup>3)</sup>, Lloyd, Loft および Kesler<sup>4)</sup>が行った。これに続いて行われた Kesler によるコンクリートの疲労に関する review が成岡、都築によって和訳されている<sup>5)</sup>。また、1972年ACI 215 委員会によって開催されたコンクリートの疲労に関するシンポジウムの論文集がACI, SP-41<sup>6)</sup>として1974年に刊行された。1974年には、ACI 215 委員会はコンクリート、鋼材、コンクリート部材の疲労に関する詳細な state of the art を発表している<sup>7), 8)</sup>。一方、我が国でも1976年に構造物の疲労に関するシンポジウムが日本学術会議構造研究連絡委員会、土木学会、日本建築学会共催のもとで開催され、コンクリートおよび部材の疲労特性についての解説を行っている<sup>9)</sup>。また、土木学会関西支部鉄筋コンクリート床版疲労設計委員会では、床版の損傷の疲労特性から疲労設計法へのアプローチを含めた研究成果を報告している<sup>10)</sup>。さらに、スイス工学協会と ASCE, CEB, ECCS, RILEM 共催の IABSE Reports<sup>11)</sup>、ACI 215 委員会による SP-75<sup>12)</sup>、RILEM 技術委員会36 による Report<sup>13)</sup>は最近の疲労に関する研究を集約するとともに、疲労を考慮した限界状態設計法を確立するための指針についても論じている。

以下に本論文の内容に関係した既往の研究結果について述べる。

### 2.2 コンクリートの疲労特性に関する既往の研究

#### 2.2.1 一定繰返し応力下のプレーンコンクリートの疲労

##### (1) 疲労試験における負荷応力の種類と $S-N$ 線式

疲労試験における負荷応力として、その応力振幅の種類は

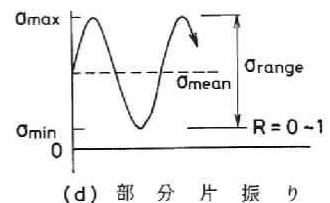
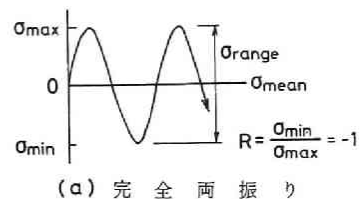
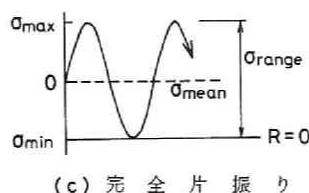
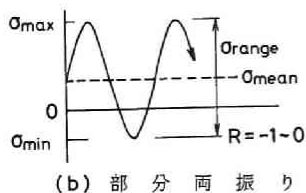


図2.1 応力振幅の種類

図2.1に示す4つに大別できる。すなわち、負荷応力は上限応力( $\sigma_{max}$ )、下限応力( $\sigma_{min}$ )と $R$ 値( $-1 \leq R = \sigma_{min} / \sigma_{max} \leq 1$ )で特徴づけられる。ここで  $\sigma_{range} = \sigma_{max} - \sigma_{min}$  を応力範囲または単に応力振幅と呼び、これらは疲労寿命と密接に関係する。

コンクリートの場合、対象とする試験(圧縮、曲げ、引張等)に対して、その静的終局強度 $f$ で除して無次元化した応力比(上限応力比  $S_{max} = \sigma_{max} / f$ , 下限応力比  $S_{min} = \sigma_{min} / f$ )を用いて疲労特性を論じるのが一般的である。コンクリートの疲労試験は、そのほとんどが図2.1(d)に示すような部分片振りで行われて、 $S_{max} > S_{min} > 0$  の圧縮ないしは  $S_{max} < S_{min} < 0$  の割裂、直接引張、曲げ試験が行われている。

$S-N$ 線図は① $S_{min}$ 、② $R = S_{min} / S_{max}$ のいずれかを一定とし、 $S_{max}$ を種々変化させたときに得られる疲労寿命 $N$ (供試体が破壊するまでの載荷回数)に対して、縦軸に $S_{max}$ 横軸に $\log N$ を採って図示したもので、これら両者の関係を表わしたのが $S-N$ 線式である。 $S-N$ 線式は一般に直線式で表わされる場合が多い(図2.2)が、上記①、②に基づいた $S-N$ 線式は等価でなく、特に①による試験条件から決定される $S-N$ 線式は曲線となる場合もあることが報告されている。<sup>14), 15)</sup>

コンクリートの疲労試験で得られる疲労寿命は図2.2に見られるように著しくばらつくため、同一条件で多数の供試体を試験する必要があり、疲労寿命の結果に対しては2.3で述べる統計的な処理が施される。コンクリートの場合、 $S-N$ 線式の $N$ の値は統計的な処理のもとで決定された平均疲労寿命を指す。また、任意の $N$ の値に対する $S_{max}$ を $N$ 回疲労強度と呼び、コンクリートの場合、荷重の繰返し回数1000万回までの範囲においては疲労限の存在が認められておらず、一般には200万回疲労強度が採用されている。

圧縮<sup>16)</sup>、割裂<sup>17)~19)</sup>、直接引張<sup>20)</sup>、曲げ<sup>21)</sup>試験によれば、 $|S_{max}|$ が大きいくほど、同一の $|S_{max}|$ に対しては $|S_{min}|$ が小さいほど疲労寿命は短くなるといわれている。これらの関係を定量化したものが修正 Goodman 図で、例えば Graf と Brenner<sup>2)</sup>は200万回

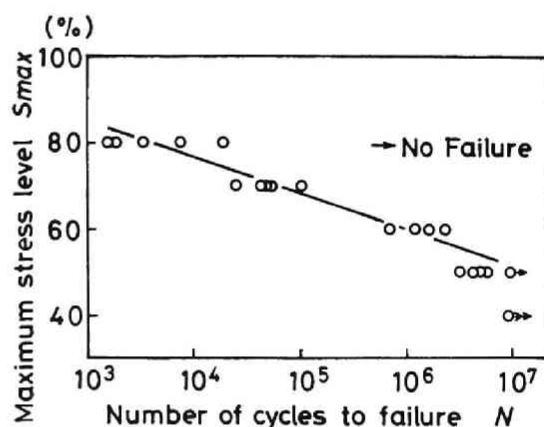


図2.2  $S-N$ 線図

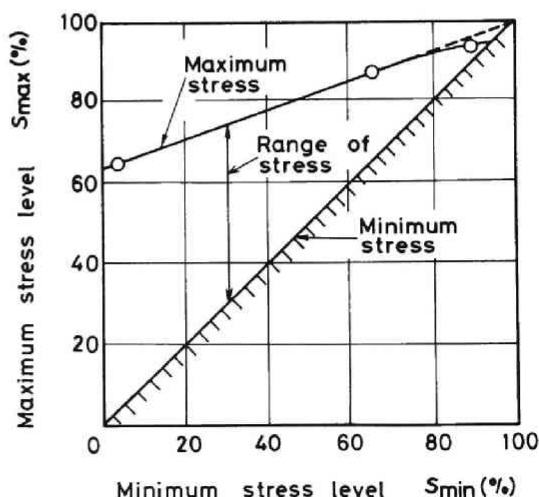


図2.3 修正 Goodman 図(Graf と Brenner<sup>2)</sup>による)

圧縮疲労強度に対して図 2.3 を作製している。

なお、最近 Tepfers<sup>22)</sup> は、軸方向に等分布荷重を、供試体側面に線荷重を組合せ載荷することによって圧縮と引張の正負の交番応力を受ける角柱コンクリートの疲労試験を行い、その疲労寿命は、 $R = S_{min}/S_{max} = 0$  とおいた完全片振り試験の疲労寿命にはほぼ一致し、圧縮側で破壊する場合には引張応力履歴による、逆に引張側で破壊する場合には圧縮応力履歴による、影響を受けないと報告している。

## (2) コンクリートの性質が疲労に及ぼす影響

疲労に及ぼすコンクリートの性質としては次のような要因が考えられる。

- a) 骨材（種類、物理的性質、コンクリート中に占める容積）<sup>2), 16), 23) ~ 26)</sup>
- b) コンクリート強度（水セメント比、空気量）<sup>23), 27) ~ 29)</sup>
- c) 実験時のコンクリートの状態（材令、水和の程度、養生方法）<sup>30) ~ 32)</sup>
- d) 環境条件（気中、水中等）<sup>32) ~ 34)</sup>
- e) 供試体の形状・寸法<sup>22), 35), 36)</sup>

1960 年代までの研究によれば、試験結果を応力比（ $S_{max}$ ,  $S_{min}$ ）で整理する限りにおいては、上記要因 a), b), c) は疲労寿命にほとんど影響を及ぼさないと考えられてきた。しかし、最近の Klaiber らの研究<sup>24)</sup>によれば、プレーンコンクリートの曲げ疲労強度は、粗骨材の種類によって異なり、川砂利を用いた場合、骨材強度の小さい石灰岩質の碎石を用いたコンクリートより大きくなり、とくに高応力比での疲労寿命が長くなること、空気量の増加に伴って疲労強度が小さくなること、水セメント比（ $W/C$ ）0.4～0.6 の範囲のコンクリートではその疲労強度に差異はないが、水セメント比が低くなる（ $W/C = 0.32$ ）と疲労強度は小さくなると述べている。

d) の要因は、海洋コンクリート構造物の建造に伴って最近注目されている研究分野である。

Raithby<sup>33)</sup> は、①試験前 1 週間 105℃ で炉乾燥、②試験開始 1 週間前より実験室内で乾燥、③炉乾燥後 3 週間水中に再浸漬した湿潤状態、の各供試体の気中曲げ疲労試験と④試験期間中にも水中保存した供試体の曲げ疲労試験を行い、飽水状態のコンクリートの疲労強度は絶乾状態と湿度勾配を有するコンクリートのその中間的な値を示すと述べている。また、湿度勾配を有するコンクリートの疲労強度が小さいのは、湿度勾配によって生ずるひずみ差に起因し、炉乾燥の疲労強度の増加は炉乾燥中に生ずる収縮によって内部マサツ角が増加することに起因することで説明できるとし、さらに水中においては疲労寿命のばらつきが著しく小さくなることも指摘している。いずれにしろ、水中のコンクリートの 200 万回疲労強度は気中におけるよりも 20～30% 低下するようである。<sup>33), 34)</sup>

e) の要因で、供試体の形状が疲労寿命に及ぼす研究については現在までのところ発表されていない。しかし、Bennett<sup>35)</sup> は供試体寸法と粗骨材最大寸法の比が疲労寿命に影響を及ぼす可能性のあることを示唆している。また、Tepfers<sup>22)</sup> は供試体が小さい場合、載荷荷重の精度が試験機の性能上悪くなることを、西林ら<sup>36)</sup> は、 $\phi 10 \times 20 \text{ cm}$  と  $\phi 7.5 \times 15 \text{ cm}$  の円柱供試体の圧縮疲労試験を行い、平均疲労寿命については小供試体と大供試体で差異はないが、疲労寿命のばらつきは小供試体が大供試体

よりやや大きくなると述べている。

### (3) コンクリートの疲労寿命に及ぼす試験法の影響

1) 応力振幅の波形の形状<sup>37), 38)</sup> …… 従来の疲労試験はほとんど全てが正弦波形の載荷応力のもとで行われてきた。しかし、最近サーボ機構を有する高性能の疲労試験機が開発され、実構造物の応力波形に対応した試験を行うことが可能となった。Tepfers<sup>37)</sup>は矩形、三角形、正弦波形のもとで疲労試験を行い、コンクリートの曲げ疲労強度は三角形、正弦波形、矩形の順に小さくなることを述べている。川村<sup>38)</sup>は、ソイルセメントの圧縮疲労試験で同様の結果を得ている。

2) 繰返し載荷速度、載荷速度の影響<sup>14), 33), 39) ~ 43)</sup> …… Kesler<sup>39)</sup>, Ekberg<sup>40)</sup>によれば繰返し載荷速度 70 から 900 c.p.m.の間では、ACI 215 委員会<sup>7)</sup>によれば繰返し載荷速度 50 から 900 c.p.m.の間では、上限応力比( $S_{max}$ )が $S_{max} < 75\%$ であれば繰返し載荷速度は疲労寿命に影響を及ぼさないと述べている。McCall<sup>14)</sup>は、上限応力比がこれより大きい場合、繰返し載荷速度の減少に伴って疲労寿命が短くなることを報告している。

Sparks<sup>41)</sup>は載荷速度 0.5 から 50 Mpa/sec まで変化させたコンクリート角柱の圧縮疲労試験を行い、載荷速度が速いほど疲労寿命は長くなり、コンクリート構造物についての促進疲労試験は実構造物の供用中に作用する載荷速度を考えると、危険側の疲労寿命を推定するおそれのあることを報告している。同様に Award<sup>42)</sup>は上限応力比 $S_{max} = 80 \sim 95\%$ の範囲で、載荷速度 42 から 4200 kgf/cm<sup>2</sup>/min. まで変化させた圧縮疲労試験を行い、上限応力比が同一の場合、載荷速度が 1 オーダ小さくなるに伴って疲労寿命も 1 オーダ短くなることを報告している。

一方、金子<sup>43)</sup>は、1 Hz. と 5.5 Hz. の繰返し載荷速度の圧縮疲労試験を行い、上限応力比 $S_{max} > 85\%$ では両者の疲労寿命に差のないこと、上限応力比が小さくなるに伴って 5.5 Hz. よりも 1 Hz. ににおける疲労寿命が長くなるという上記研究と反対の結果を報告している。

3) 休止期間の影響<sup>33), 44)</sup> …… 疲労試験の途中に休止期間を設定すれば疲労強度は増大する。Hilsdorf<sup>44)</sup>は、4500 回の繰返し載荷回数ごとに休止期間を設定し、その休止時間を変化させたとき、 $10^7$  回疲労強度は 5 分間程度までの比較的短い休止期間での増加が著しく、これ以上の休止期間ではほぼ一定値を採ると述べている。一方、Raitby<sup>33)</sup>は、1 回の繰返し載荷終了ごとに 2 秒間の休止期間を設定した場合の曲げ疲労強度は休止期間を設けない場合のそれよりやや小さくなるが統計的に有意な差はないと報告している。

4) 応力勾配の影響<sup>26), 45), 46)</sup> …… 応力勾配の存在は疲労強度を増大させる。図 2.4 は Ople<sup>45)</sup>らが行った  $10 \times 15 \times 30$  cm 角柱の中心および偏心圧縮疲労試験の結果を示したもので、縦軸は上限応力比として弾性計算による縁応力とコンクリート圧縮強度の比を採っている。図より明らかなように、彼らは応力勾配が大きいほど疲労強度は大きくなり、三角形分布の応力(偏心距離  $e = h/6$ ,  $h$ : 供試体の一辺 (6 in.)) が作用する場合の 200 万回疲労強度は一樣圧縮のそれより 17 % 程度大きくなることを述べている。同様の結果を浜田と成岡<sup>26)</sup>は軽量コンクリートの疲労試験によって得ている。

一方、牧角<sup>46)</sup>は、静的な偏心圧縮載荷試験において図 2.5 (A)に示すように、その破壊荷重( $P_B$ )

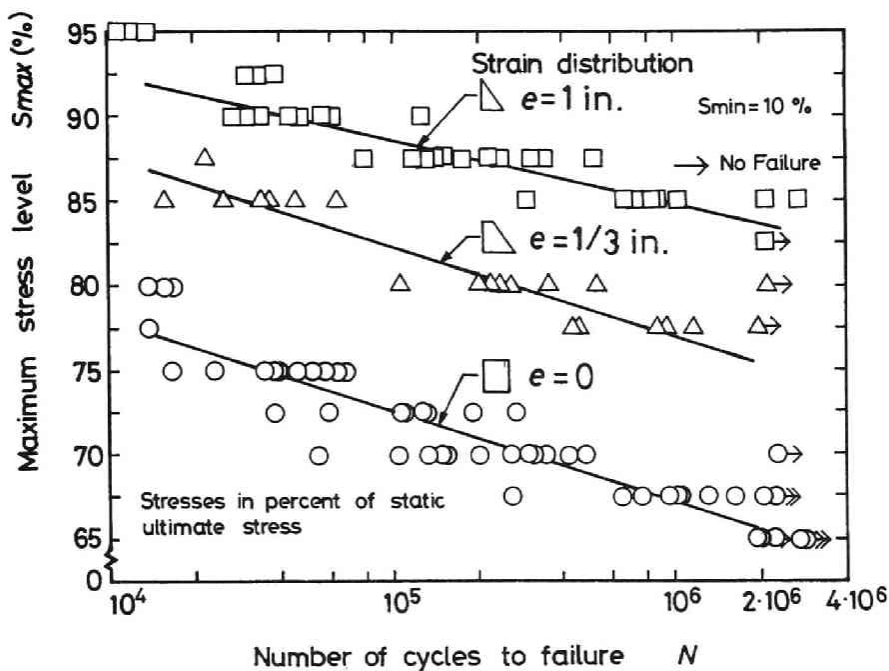


図2.4 圧縮疲労強度に及ぼす応力勾配の影響 (Op1eら<sup>45)</sup>)

と中心圧縮荷重の破壊荷重 ( $P_0$ ) との比 ( $P_e/P_0$ ) と、偏心距離 ( $e$ ) との間には直線関係が成立することから、破壊時の応力分布は同図(B)に示すような中心圧縮強度  $f_c$  の等応力分布とみなせ、任意の偏心荷重 ( $P_{e1}$ ) 作用時の応力比 ( $S_{max}$  と  $S_{min}$ ) を  $S = P_{e1}/P_e$  と修正すれば、この修正した応力比と疲労寿命の関係は中心圧縮試験 ( $e=0$ ) における関係とはほぼ一致することを報告している。(同図(C))。

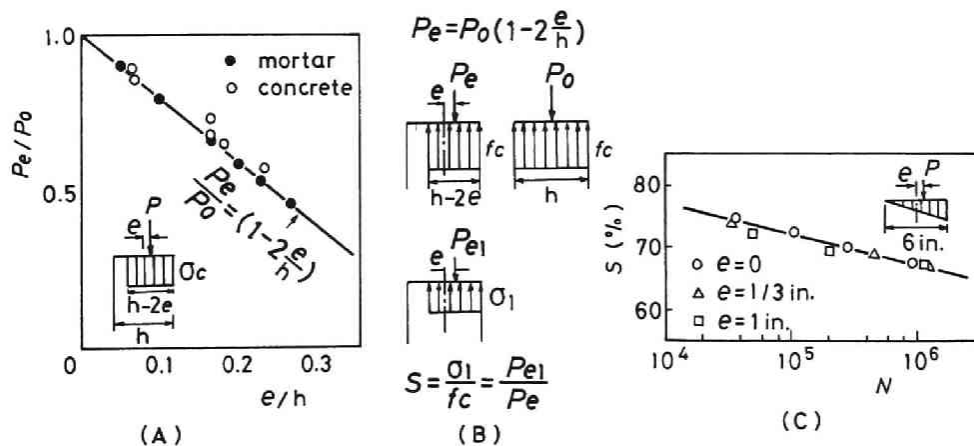


図2.5 偏心荷重試験における修正応力比と疲労寿命の関係<sup>46)</sup>



#### (4) 疲労破壊の機構

コンクリートの疲労破壊は内部ひびわれの伝播過程であり、繰返し応力が大きい場合には、ひびわれが漸次発達し破壊に至るとされている。<sup>47), 48)</sup> しかし、コンクリートの疲労破壊の機構は完全に解明されているわけではなく、ひびわれ開始とその伝播過程についていくつかの仮説が提案されている。

Murdock<sup>3)</sup>や Kesler<sup>4)</sup>によれば、コンクリートの疲労破壊は、マトリックスと粗骨材粒子との付着部における高い応力集中に起因したひびわれから発生し、漸次供試体の断面積を減じ、最終的にはマトリックスの破壊によって生ずるとしている。また Antrim はコンクリートの疲労破壊はセメントペースト中の微小ひびわれの発生と伝播に伴い供試体有効断面が減少し、作用応力に耐えられなくなることによって破壊が生ずるが、破壊に至るひびわれパターンは、水セメント比やセメントペースト中の収縮応力の大きさによってかなり変わってくると述べている。<sup>13)</sup> いずれにしろ、巨視的レベルにおけるコンクリートの破壊のメカニズムは、マトリックスおよびマトリックスと骨材の界面を通る内部クラックの成長過程の他に、クラックの先端に先んじて発生し、また繰返し荷重によって供給されるエネルギーによって発生するような内部損傷を引き起こすクラックの生長過程をも含む<sup>5)</sup> という結論で一致していると考えられる。

一方、微視的レベルにおいて、微小ひびわれの発生と伝播に着目した疲労破壊機構の解明のための研究が以下に示す種々の手法論を用いて行われている。

- a) 超音波伝播速度の測定によるもの<sup>48), 49)</sup>
- b) アコースティックエミッション (AE) 法によるもの<sup>50), 51)</sup>
- c) 体積変化の測定によるもの<sup>50)</sup>
- d) ひずみの測定によるもの<sup>1), 52) ~ 63)</sup>
- e) エネルギーの測定によるもの<sup>56), 64) ~ 66)</sup>

Probst 1 門の Mehmel<sup>52)</sup>, Heim<sup>53)</sup>, Treiber<sup>54)</sup>, 吉田<sup>55)</sup>, 坂<sup>56)</sup> らによって行われた研究は、繰返し荷重下におけるコンクリートの漸進変形についての問題を取扱ったもので、これらの研究によってコンクリートの疲労破壊機構を説明するための基礎概念が確立されたと考えられる。以下にその概要を簡単に述べる。

Mehmел<sup>52)</sup> は、弾性ひずみおよび残留ひずみは荷重の繰返し回数の増加に伴って増大し、残留ひずみと弾性ひずみの比も大きくなり、また、コンクリートの疲労限は静的強度の 47 ~ 60 % であるとしている。さらに、疲労限以下の荷重履歴を受けたコンクリートは、金属材料のひずみ硬化に類似した現象が起これ、その静的強度は高くなると述べている。

Heim<sup>53)</sup> は、角柱供試体を用いた疲労試験を行い、繰返し回数がある回数を越えると、残留ひずみが弾性ひずみより大きくなると述べている。

吉田<sup>55)</sup> は、下限応力 20 kgf/cm<sup>2</sup>, 上限応力 120 kgf/cm<sup>2</sup> の繰返し応力下のポアソン数の変化を測定し、繰返し回数が 14 万回で 7 ~ 8, 破壊近くの載荷回数では 11 ~ 12 になると述べている。

坂<sup>56)</sup> は、静的強度 108 kgf/cm<sup>2</sup> のコンクリートに、上限応力を 30, 50, 70 kgf/cm<sup>2</sup> の 3 段階に分けて順次載荷させる疲労試験を行い、コンクリートの疲労破壊は弾性ひずみが静的試験の破壊時のひず

みの値に達したときに起こることを明らかにしている。また、応力～ひずみ関係のヒステリシス曲線によって囲まれる面積は、上限応力が小さい場合にはほぼ一定であるが、上限応力が大きくなると繰返し回数とともにその面積も大きくなると述べている。

最近におけるこの種の研究は、上記研究方向を踏襲する中で、測定機器の大幅な進歩ないしは新しい測定器の開発によって測定精度が向上し、疲労破壊の解明が従来の定性的な評価から定量的な評価に変遷しているといえる。

Holmen<sup>62)</sup>は最近のa), c), d)の研究を総括して、図2.6に示すような繰返し荷重による損傷度評価を提示している。図中の $S_{max}$ は上限応力比、 $N$ は供試体が破壊に至るまでの繰返し回数で、横軸には載荷回数 $n$ と $N$ の比(繰返し回数比)を、縦軸の $\epsilon_0$ は $n=1$ の初載荷時の、 $\epsilon_{max}$ は載荷回数 $n$ 回の $S_{max}$ 作用時のひずみである。すなわち、Holmenはひずみを測定することによって繰返し荷重を受けた供試体の残存寿命を推定しうる可能性のあること、ある一定の終局ひずみ値がコンクリートの疲労破壊規範として用いることができる可能性のあることを示唆している。さらにA Eと超音波伝播速度、軸方向ひずみ測定による異ったパラメータに基づく損傷の累積はきわめて良く一致していることについても述べている。また、WeiglerとKlausen<sup>50)</sup>による体積変化の測定結果は、上記3つの曲線形状が、 $n/N \leq 0.2$ の遷移域、 $0.2 < n/N \leq 0.8$ の定常域、 $0.8 < n/N$ の加速域からなるのに対して、 $n/N < 0.8$ の定常域と加速域のみからなるが、全般的には類似した形を示しており、疲労損傷を表わすパラメータとなりうるとしている。

一方、足立と松下<sup>65)</sup>は種々の強度のコンクリートを用いた圧縮疲労試験を行い、コンクリート強度

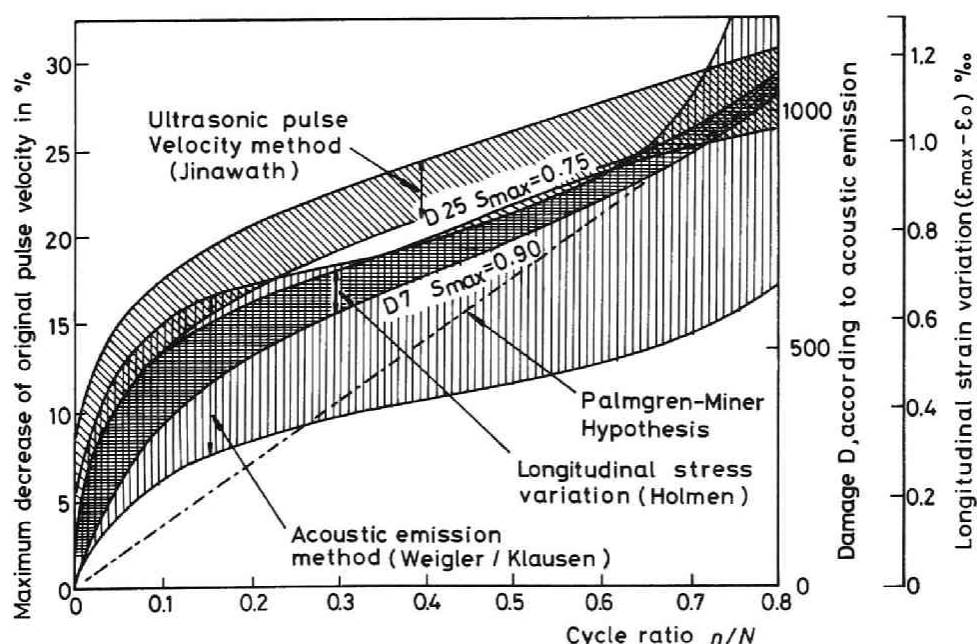


図2.6 種々の測定法に基づいた累積損傷評価<sup>62)</sup>

が異なれば疲労破壊時における終局ひずみの値が変わってくることを指摘し、エネルギー的な考察に基づいて疲労損傷を評価することを提案している。この場合、疲労損傷を表わすパラメータである消散エネルギーのばらつきは正規分布に従っている。著者の見解によれば、コンクリートの静的強度や静的終局時までの応力～ひずみ関係のヒステリシス曲線の囲む面積のばらつきも正規分布に従うと考えられるので、これら消散エネルギーで疲労損傷が評価できれば、コンクリートの疲労破壊の機構は本質的には静的荷重下の破壊機構ときわめて類似するものであるとの証拠を提示していると思われる。

Tepfers<sup>66)</sup>らは、足立らが定義した消散エネルギーを吸収エネルギーと呼び、疲労破壊時における吸収エネルギーは繰返し荷重下でも静的荷重下とほぼ同じ値を示すと述べている。

以上述べたように、一定繰返し応力下においても、コンクリートの疲労寿命は、コンクリートそのものの内的性質さらには外力荷重の性質によって著しく変化し、これら性質（要因）が疲労特性にどの程度影響を及ぼすかについては、必ずしも定量化されていないのが現状である。

## 2.2.2 変動繰返し応力下におけるプレーンコンクリートの疲労

コンクリートの疲労特性に関する研究のほとんどは一定荷重振幅のもとで行われてきた。しかし、実構造物に作用する荷重はその大部分が変動性の荷重であり、この変動荷重下におけるコンクリートの疲労特性と一定荷重振幅下での疲労特性を関連づける研究がなされている。

1924年 Palmgren<sup>67)</sup>は金属材料を対象に変動荷重下の疲労特性を初めて取扱った論文を発表している。彼は、その中で“累積損傷が1になったとき供試体は破壊する”という仮説を唱えた。その後1945年に Miner<sup>68)</sup>は、長さ35cm、厚さ5cmのアルミニウム片の片振りおよび両振りの変動繰返し引張応力の載荷試験によって、Palmgrenの仮説を一步進めた“累積損傷は線形的に累積する”とする仮説を提唱した。すなわち、損傷度 $D$ を応力レベル $S_j$ における疲労寿命( $N_j$ )と $S_j$ の載荷繰返し回数( $n_j$ )で関係づけ、式(2.1)の $D$ が1になったとき破壊が起こると仮定した。

$$D = \sum_{j=1}^k (n_j/N_j) \quad \dots\dots\dots (2.1)$$

ここに $k$ は応力レベルの数

この仮説がいわゆる Palmgren—Miner 仮説あるいは Miner 則として知られるもので、現在、金属材料の疲労設計に広く用いられている。

一方、コンクリートの変動荷重下での疲労寿命の取扱いは、1966年に Hilsdorf と Kesler<sup>44)</sup>によって初めて報告されている。彼らは角柱供試体を用いて2段階重複応力の曲げ疲労試験を実施し、コンクリートの曲げ疲労寿命は、第1番目に作用させる応力比( $S_1$ )と第2番目に作用させる応力比( $S_2$ )の大小関係(荷重順序)によって影響を受け、マイナー則による疲労寿命の推定は、安全側と危険側の評価を与えることを述べている。その後 Bennettら<sup>69)</sup>は普通コンクリートを用いた圧縮試験を、Weigler<sup>50)</sup>は軽量コンクリートの圧縮試験を行い、上記 Hilsdorf らと同様の結果を得ている。一方、都築と成岡<sup>58)</sup>は高応力低サイクル荷重下で軽量コンクリートの圧縮および曲げ試験を実施し、これら試験における疲労寿命は荷重順序の影響を受けず、疲労寿命の推定にマイナー則がほ

ば適用できると述べている。

これらの研究では、変動荷重下におけるコンクリートの疲労寿命の推定にマイナー則が適用できるかどうか、すなわち式(2.1)の $D=1$ で供試体が破壊するかどうかに関心が置かれていた。

1977年に Tepfer ら<sup>70)</sup>、1980年に松下<sup>71)</sup>は2段階2重応力の圧縮疲労試験を行い、式(2.1)の $D$ の実験値は大きなばらつきを示すこと、 $D$ のばらつきは対数正規分布に従うこと、 $D$ の平均値はほぼ1に近い値を示し、マイナー則が適用できる可能性のあることを述べている。

最近のこの種の研究は、作用応力として実働のランダム荷重に近い、応力振幅を種々変化させた試験が行われている。Leeuwen と Siemes<sup>72)</sup>、Holmen<sup>62)</sup>、Siemes<sup>73)</sup>らの圧縮試験によれば、変動振幅応力下のコンクリートの疲労寿命はマイナー則によって推定されるよりも短くなることがあることを実験的に明らかにし、荷重履歴の影響を考慮する係数 $M$ を導入してマイナー則を修正することを提案している。このとき、破壊規範は次式で与えられる。

$$\frac{1}{M} \sum_{j=1}^k (n_j / N_j) = 1 \quad \text{or} \quad \sum_{j=1}^k (n_j / N_j) = M \quad \dots\dots\dots (2.2)$$

上式の $M$ を荷重順序を含む荷重履歴等に関係する係数(本研究においては累積繰返し回数比と称する)としてとらえ、 $M$ の確率分布特性を明らかにすることを試みている。

Shah<sup>74)</sup>は、式(2.2)の $M < 1$ なる Hilsdorfらの試験結果<sup>44)</sup>に着目し、損傷度 $D$ を3次式で近似する非線形の損傷評価式(非線形のマイナー則と彼は称している)を用いて、変動繰返し荷重下の疲労寿命を推定することを提案している。

$$D = a \sum (n_j / N_j)^3 + b \sum (n_j / N_j)^2 + c \sum (n_j / N_j) = 1$$

ここに  $a$  ,  $b$  ,  $c$  は実験定数

### 2.2.3 鉄筋コンクリートはりの疲労

鉄筋コンクリート構造物の疲労特性はコンクリートや鉄筋素材の疲労特性とかなり密接に関係する。

#### (1) 鉄筋の疲労特性

鉄筋の疲労強度は、所定の繰返し回数に耐えることのできる応力振幅( $\sigma_{max} - \sigma_{min}$ )で定義され、一般には100～200万回の繰返し回数で疲労限が現われるとされている。鉄筋の疲労は、主として応力振幅に支配され、下限応力、鉄筋の降伏点強度や引張強度、鉄筋径などの疲労に及ぼす影響は小さいといわれている。しかし、応力振幅が一定であれば、下限応力が大きいほど、また鉄筋径が増加するに伴って疲労寿命が短くなることも認められている。

米国における共同研究プロジェクトの1つが鉄筋に関する a) 応力振幅, b) 最小応力, 鉄筋径, 供試体形式(はりとしての有効高さ), 鉄筋の等級が疲労特性に及ぼす影響を検討する目的で行われ<sup>75)</sup>、結果の統計的処理も行われている。<sup>76)</sup> これらの結果によれば、上記結論の他に、供試体の形状は疲労に影響しないこと、疲労破断はフシの底部ないしは製造者マークの底部から発生することなどが述べられている。

その他の鉄筋の特性として、疲労試験においては 150 Hz. 程度までの範囲であれば繰返し载荷速度が疲労に影響しないこと、休息期間も疲労強度に影響を及ぼさないといわれている。

変動荷重下における疲労寿命は、2 段階応力として先に大きな応力が作用する場合、式(2.2)の  $M$  が  $M < 1$  となり、逆に小さな応力が先に作用する場合には  $M > 1$ 、種々の応力が組合わさって作用する場合には、破壊規範の粗い近似値として  $M = 1$  がある程度の目安となるといわれている。<sup>77)</sup>

鉄筋の表面形状としての異形性すなわち凸凹は、コンクリートと鉄筋間の付着を増大させるが、疲労強度を低下させる。これはクラックが応力集中に起因して生ずるためで、応力集中係数は 1.5～2.0 にもなるといわれ、有限要素法に基づいた解析も試みられている。<sup>78)</sup> 国分と岡村<sup>79)</sup>は異形鉄筋の耐疲労性向上を目的とした研究を行い、フシが鉄筋にとりつく部分にフシ高きの 1～2 倍の半径をもった円弧を設ければ疲労特性が著しく向上することを報告している。また、Thamb と MacGregor<sup>80)</sup>は、有限要素解析によって応力集中係数を小さくするための鉄筋の異形度を規定する指針を提示するとともに、異形鉄筋の疲労強度は脱炭によって低下すること、通常の錆びや黒皮は疲労強度に影響を及ぼさないことを述べている。

鉄筋の折曲げおよび溶接も疲労強度を著しく低下させることが明らかにされている。このため、我が国の土木学会コンクリート構造の限界状態設計法指針(案)<sup>81)</sup>では、溶接や折曲げ鉄筋の疲労振幅強度の特性値は母材のその 50 % に採るよう規定している。また、海水中においては鉄筋の疲労強度は気中におけるその  $\frac{1}{3}$  程度になることも報告されている。

## (2) 鉄筋コンクリート部材の疲労強度

鉄筋コンクリート(RC)の疲労に関する研究はプレーンコンクリートとはほぼ同時に始まり、Feret が最初の人であるといわれている。その後内外の研究者によって多数の研究が報告されている。

鉄筋破断型の RC はりに着目した場合、コンクリート中に埋込まれた鉄筋の疲労強度は、前項に概説した気中の引張試験におけるよりもさらに多くの要因の影響を受ける。これら要因として、はりが曲率をもつことによる応力勾配、ひびわれ位置での局部的に大きい曲率、フシに作用するコンクリートの支圧、ひびわれ近くの鉄筋とコンクリート間のすべりによるマサツの影響、埋込まれた鉄筋の破断がコンクリートひびわれ位置にピーク応力があることによりその位置で生じることなどが挙げられ、コンクリート中の鉄筋はきわめて複雑な挙動を呈すると考えられる。また、Abeles<sup>82)</sup>によれば、コンクリートと鉄筋間の付着が良好なはりの疲労寿命は気中の鉄筋単体のそれよりも長くなり、逆に付着が悪い場合には気中の鉄筋の疲労寿命より短くなることが指摘されている。このため、気中の鉄筋単体の疲労特性をそのまま RC はりの疲労特性に適用することには問題も残されている。

しかしながら、鉄筋破断型の破壊をする RC はりに対しては、その疲労特性は(1)で概説した要因を考慮することによって、かなりの程度まで気中の鉄筋の疲労特性と関連づけできることも指摘されている。一方、過大鉄筋におけるコンクリートの圧縮疲労破壊や、せん断、付着疲労破壊については、その応力状態が複雑で、必ずしも材料素材の疲労特性と関連づけできないことも考えられる。

以下に破壊様式と種々のパラメータについて明らかにされている既往の研究について概説する。

## 1) 曲げ(主鉄筋の破断)

繰返し曲げ荷重(片振り)を受けるRCはりの疲労強度を取扱った研究は多数あり、主要な結果を列挙するとつぎのようである。

- ① 現行の弾性設計法で設計されたRCはりは、主鉄筋の疲労破断によって破壊する。このため、鉄筋素材の引張疲労特性からはりの疲労寿命がかなりの精度で推定できる。
- ② JIS規格に合格するような鉄筋を用いたRCはりの載荷回数100万回における埋込み鉄筋の疲労強度は、鉄筋の降伏点強度( $f_{sy}=3000\sim5000\text{ kgf/cm}^2$ )に関係せず、 $2300\sim2500\text{ kgf/cm}^2$ の一定値を示す。<sup>83)</sup> この結果、RCはりの200万回疲労強度ははりの静的終局耐力の60～80%となる。
- ③ 断面形状(長方形、T形)、断面寸法(大型、小型)および鉄筋比( $\rho_w=0.6, 0.9, 1.5\%$ )の相違はRCはりの疲労強度にほとんど影響を及ぼさない。<sup>79)</sup>
- ④ 引張鉄筋を2段配置したRCはり、下段鉄筋の疲労破断によって破壊する。このため細径の多段配置より太径の小段配置の方が耐疲労性に関しては有利になる場合がある。<sup>84)</sup>

## 2) 曲げ(コンクリートの圧縮破壊)

繰返し曲げ荷重(片振り)下におけるコンクリート圧潰型のRCはりの疲労特性を取扱った研究としては、LeCamus<sup>85)</sup>が5本のRCはりを試験し、その100万回疲労強度が静的終局耐力の60%であることを報告している。また、LambotteとBaus<sup>86)</sup>は過大鉄筋はりを用い、その1000万回疲労強度が静的終局耐力の70%であり、これと同一配合のコンクリート角柱の中心圧縮載荷による1000万回疲労強度60%より大きいという2件の報告があるにすぎない。

一方、コンクリート材料の疲労特性で概説したように、プレーンコンクリートを対象に偏心圧縮載荷試験によってRCはり圧縮ゾーンを想定した研究においては、弾性計算による縁圧縮応力をもとにした疲労強度は偏心距離の増加に伴って増大すること<sup>45)</sup>しかし、角柱に作用する全軸力を基準にした場合の疲労強度は偏心距離に影響を受けないこと<sup>46)</sup>が明らかにされている。

このような観点から、ACI215委員会<sup>8)</sup>では、応力勾配はRCはりの疲労設計において有利な方向に作用するが、安全のためにこれを考慮せず中心圧縮試験のS-N線式を安全性の照査に用いることを推奨している。

以上の鉄筋およびコンクリートの疲労特性に基づき、これら複合材料としてのコンクリート構造物の設計法がEkbergら<sup>87)</sup>によって提案されている。彼らの方法は、プレストレストコンクリートはり材を対象に、その疲労強度を合理的に推定することを目的としたもので、その概要を図2.7に示す。同図(A)、(B)はそれぞれPC鋼材およびコンクリート素材に対して得られた修正 Goodman 図で、+は引張を、-は圧縮を示している。(C)図は横軸にはりのモーメントを縦軸に鋼材応力を、同様に(D)図はモーメントと上縁および下縁のコンクリート応力との関係を示したもので、図中の数値は対応する各静的な終局値との比を採って百分率で表わしてある。これらの図より、疲労破壊に対する鋼材側の抵抗モーメントは、ループE→F→G→Hに着目し、死荷重モーメントから下限応力

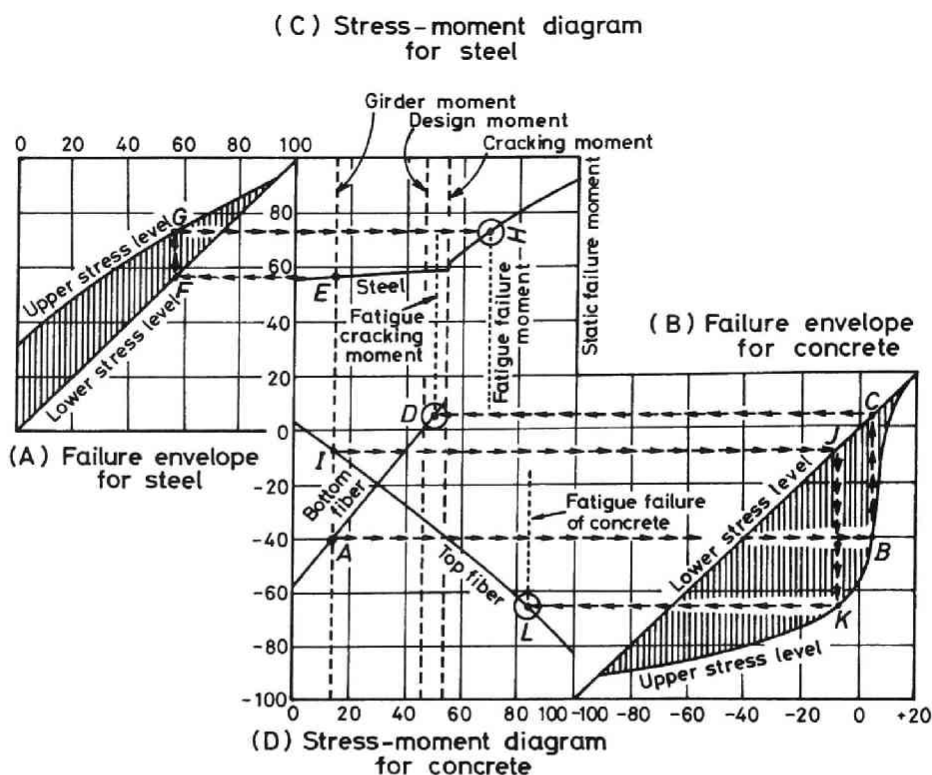


図2.7 プレストレストコンクリートはりの疲労設計<sup>87)</sup>

比(E, F点)を, さらにFから上限応力比を読み取り, これと平行なH点の横座標より求まる。同様に, コンクリート側の抵抗モーメントは, ループI→J→K→Lに着目し, L点の横座標を読み取ることによって決定される。また, ひびわれ発生限界は, ループA→B→C→Dに着目し, D点の横座標によってチェックが行えるとするものである。

### 3) 腹鉄筋を有しないRCはりのせん断

RCはりの静的載荷によるせん断破壊に関する研究はきわめて多いが, 疲労破壊についての研究は少ない。

LeCamus<sup>85)</sup>は, 破壊様式の異なるRCはりの疲労試験を行い, それぞれの静的終局耐力との比で表わした100万回疲労強度は, 曲げスパン内コンクリート圧潰型のはりで60%, 主鉄筋の疲労破断で破壊したはりで55%, 腹鉄筋のないせん断を受けるはりで42%, 鉛直スタールップの破断を伴うはりで35%であったことを述べている。

その後, コンクリート構造の付着やせん断を含む疲労に関するreviewが1958年Nordby<sup>2)</sup>によってなされている。

1960年, ACI委員会215<sup>7)</sup>は, 静的荷重下では曲げ破壊するはりであっても繰返し荷重下ではせん断破壊をする可能性のあることを報告している。



国分と松貝<sup>88)</sup>は軽量コンクリートを用いてせん断スパン有効高さ比( $a/d$ )を変化させた試験を行い、静的荷重下と繰返し荷重下の破壊様式の相違を明らかにしている。すなわち、①  $a/d = 2.0$ の場合、静的、繰返しともに斜めひびわれが発生するが、静的荷重下においてはせん断圧縮破壊で、繰返し荷重下においては斜めひびわれ交叉部位置の主鉄筋の疲労破断により破壊した。②  $a/d = 4.0$ および $5.0$ の場合、静的荷重下においては斜めひびわれの発生と同時に破壊(斜め引張破壊)したが、繰返し荷重下においてはせん断圧縮破壊をした。すなわち、繰返し載荷の場合、斜めひびわれが発生しても、その時の応力再分配に耐える程度に最大応力が小さければ、はりは直ちに破壊せず、さらに多数回の繰返し載荷に耐えた後にせん断圧縮破壊をする。③  $a/d = 6.36$ の場合、静的、繰返し荷重下ともに斜め引張破壊する、ことを述べている。さらに、せん断疲労強度は  $a/d$  に関連する破壊様式に関係せず、静的なせん断耐力の約55%であると推定している。

Stelson と Cernica<sup>89)</sup>は、 $a/d = 5.65$ 、鉄筋比2.9%の11本の小型ばりの試験を行い、静的および繰返し載荷ともに斜め引張破壊をしたこと、下限荷重と上限荷重の比 $R = 0.15$ に対して、66000回疲労強度は静的なせん断耐力の65%であったことを報告している。

Chang と Kesler<sup>90), 91)</sup>は、 $a/d$  約3.7、鉄筋比1~3%まで変化させた51本の疲労試験を行い、破壊確率50%での100万回疲労強度は静的せん断耐力の63%であったこと、せん断疲労強度は静的なせん断耐力と同様に鉄筋比やコンクリート強度に関係することを述べている。

上田と岡村<sup>92)</sup>はこれらの試験結果を分析し、腹鉄筋を有しないRCはりの $T_0-N$ 線式を次式で与えている。

$$\log T_0 = 0.036 (1 - R |R|) \log N \quad \dots\dots\dots (2.3)$$

ここに、 $T_0$ は静的せん断耐力に対する作用最大(上限)せん断力で、 $R$ は繰返し荷重の下限荷重と上限荷重との比、また $N$ は疲労寿命である。

### (3) 鉄筋コンクリート部材の変形特性

繰返し荷重下のRCはりのたわみあるいはひびわれ性状に関しては繰返し載荷による破壊進行を把握する上で、さらに使用限界状態を規定していく上で非常に重要である。しかしながらこれに関する研究はそれほど多くないのが現状である。

現在までの研究を通して、繰返し荷重を受けるRC部材のたわみやひびわれ幅は荷重の繰返し回数の増加に伴って増加することが知られている。<sup>93)</sup> また、RC実構造物が繰返し荷重によって過大なひびわれとたわみを生じるであろうことも報告されている。<sup>94)</sup>

繰返し荷重下のたわみに着目した Sparks と Menzies<sup>95)</sup>の研究によれば、RC部材の長期たわみは、上限荷重に相応する静的な持続荷重が作用すると仮定し、クリープ解析の適切な方法を用いることによってかなりの精度で推定できる。一方、上限と下限荷重の平均荷重が持続荷重として作用すると仮定すれば、繰返し荷重下の長期たわみを過少評価することになると報告している。

藤田と西堀<sup>96)</sup>は、下限荷重と上限荷重の比( $R$ )を $R = 0.25$ とし、常用の弾性計算による鉄筋応力



が3150と2400 kgf/cm<sup>2</sup>となるように上限荷重を決定した疲労試験、および上・下限荷重の平均荷重を静的持続荷重とするクリープ試験を行い、①クリープ成分を差引いた純疲労たわみの増加は、繰返し回数の初期の段階で大きく、載荷回数1万回以降はほとんど増加しない。②最大ひびわれ幅もたわみとはほぼ同様の傾向を示すが、ひびわれ幅は1万回以降においても増加する。これは鉄筋とコンクリート間の付着疲労の影響がたわみよりもひびわれ幅に対して大きいためである。③繰返し回数1万回程度で曲げ剛性は一定値となり、この値は引張部コンクリートを無視し、弾性係数比1.5とした常用の弾性計算による計算値に近い値を示す。④上限荷重が小さく繰返し回数の少ない段階では、ひびわれが発生しない場合でも、上限荷重がひびわれ発生荷重に近い場合には、繰返し荷重によって曲げひびわれが発生し、それに伴って曲げ剛性が低下する。⑤たわみに及ぼす断面形状および鉄筋比の影響は、繰返し初期に認められるが、(1～10)万回以降は認められなくなる、ことを述べている。

また、国分と岡村<sup>79)</sup>は、ひびわれ幅に及ぼす鉄筋比の影響は小さいが、断面形状の影響は相当大きい。さらに鉄筋の付着性状の影響は大きい、JIS規格に合格し、現在市販されている鉄筋を用いたはりのひびわれ幅は、繰返し荷重を受けても増加しないことを述べている。

角田<sup>97)</sup>は最大ひびわれ幅( $W_{max}$ )を次式で与えている。

$$W_{max} = \left( \frac{\sigma_s}{E_s} - \frac{\sigma_{cm}}{E_s p_e} - \epsilon_\varphi \right) \cdot l_{max} \quad \dots\dots\dots (2.4)$$

ここに、 $\sigma_s$  はひびわれ位置の鉄筋応力、 $E_s$  は鉄筋の弾性係数、 $\sigma_{cm}$  はひびわれ間の付着による鉄筋応力の減少量をコンクリートの有効断面積  $A_e$  の平均引張応力に換算したもの、 $p_e = A_s/A_e$  は有効鉄筋比、 $\epsilon_\varphi$  はクリープ・収縮等によって生じた鉄筋とコンクリートとの間の弾性ひずみ差、 $l_{max}$  は最大ひびわれ間隔である。

繰返し荷重下のひびわれ幅は、上限荷重作用時に対しては  $\sigma_{cm} = 0.2 f_t$  ( $f_t$ : コンクリート引張強度) を式(2.4)に代入することによって求まるとし、静的、持続、繰返し荷重下に適用できる式を提案している。

Lovegrove と Salah<sup>98)</sup> は、繰返し載荷速度 0.5 Hz. と 1 Hz. で RC はりの疲労試験を行い、その研究結果および他の研究者の結果の繰返し載荷回数  $n$  における曲率とたわみを初載荷時のそれとの比で表わし、これら比と  $\log n$  の関係式を提示している。同様に Shah<sup>74)</sup> は、たわみないしはひびわれ幅を繰返し回数比 ( $n/N$ ,  $N$ : はりの疲労寿命) と関係づける式として指数式を用いることを提案している。また、Balaguru と Shah<sup>99)</sup> は、繰返し荷重下のたわみ、ひびわれ幅の増加は、主としてサイクリッククリープによってもたらされると仮定し、CEB-FIP のモデルコードとの関連において解析する手法を提示している。文献<sup>99)</sup> については 5 章 7.7 節で述べる。

#### (4) 変動繰返し荷重下における RC はりの疲労寿命

変動繰返し荷重下のコンクリート部材の疲労を取扱った研究としては、角田と藤田<sup>100)</sup> による RC スラブの押抜きせん断疲労に関する研究、Abeles ら<sup>82)</sup> によるプレストレストコンクリート はりの PC

鋼材の疲労破断に着目した研究が見当たりにすぎない。

角田ら<sup>100)</sup>は、変動繰返し荷重下における押抜きせん断型の疲労寿命は、一定荷重振幅下の押抜きせん断型で破壊したはりの荷重比 ( $P_s$ : 載荷重と静的終局耐力の比) と疲労寿命 ( $N$ )、すなわち  $P_s$  -  $N$  関係からマイナー則を利用することによって推定できることを述べている。

Abeles ら<sup>82)</sup>は、変動繰返し荷重下におけるパーシャルプレストレストコンクリートはりの疲労寿命の予測を、気中での RC 鋼材 (より線) の  $S-N$  線式とマイナー則を適用することによって関連づけ、はりの疲労寿命は、コンクリートと PC 鋼材間の付着が良好であれば、マイナー則は安全側の予測を、一方、付着が悪い場合にはマイナー則は危険側の予測を与えるが、全般的にはマイナー則はかなりの精度で疲労寿命の予測に適用できると述べている。

## 2.3 疲労試験結果の処理および解析方法

試験条件が同一であっても、得られた疲労寿命の結果が大きくばらつくことは、過去多くの研究者によって指摘され、このばらつきは疲労性状そのものの本質的な性質によるものであると解されてきた。そのため、疲労寿命の分布がいかなる分布モデルに従うか、すなわち、疲労寿命の平均値やばらつきの大きさをどの程度の大きさに見込めばよいかの検討は、安全性を考慮した実構造物の耐疲労設計を行うに際してきわめて重要な問題となる。したがって、ここでは確率過程の基礎式を概説し、種々の材料の疲労寿命の確率統計的な解析法を取り扱った既往の研究について簡単に述べる。

ある条件下の試験において、時間  $T$  までに破壊する確率を  $P_f(T)$ 、破壊しない確率を  $P(T)$  とする。このとき、確率密度関数  $f(T)$  は

$$f(T) = dP_f(T)/dT = -dP(T)/dT$$

で表わされる。ここに

$$P_f(T) = \int_0^T f(T) dT = 1 - P(T), \quad P(T) = \int_T^\infty f(T) dT$$

故障率  $\lambda(T)$  は、ある時間まで破壊せず、それに続く単位時間内に破壊を起こす割合で定義される。この定義に従えば、 $\lambda(T)$  は、区間  $[T, T+dT]$  で破壊が起こる確率  $f(T)dT$  が区間  $[0, T]$  で破壊しない確率  $P(T)$  と  $\lambda(T)dT$  の積に等しいと置くことによって求まる。すなわち、

$$\lambda(T) = f(T)/P(T) = -\frac{1}{P(T)} \cdot \frac{dP(T)}{dT}$$

上式を  $T$  について積分すると

$$P(T) = \exp \left\{ - \int_0^T \lambda(T) dT \right\}$$

これらの式を整理して書けば

$$\lambda(T) = f(T)/P(T) = -d \ln P(T)/dT \quad \dots\dots\dots (2.5)$$

$$f(T) = dP_f(T)/dT = -dP(T)/dT = \lambda(T) \cdot P(T) \quad \dots\dots\dots (2.6)$$

$$P_f(T) = \int_0^T f(T) dT = 1 - P(T), \quad P(T) = \int_T^\infty f(T) dT \quad \dots\dots\dots (2.7)$$

$$P(T) = 1 - P_f(T) = \exp \left\{ -\int_0^T \lambda(T) dT \right\} \quad \dots\dots\dots (2.8)$$

式(2.5)～(2.8)は、故障率 $\lambda(T)$ が時間とともに変化する場合の、すなわち、ある事象の発生の時間的経過が確率的である過程(確率過程)の基礎式で、 $P(T)$ 、 $P_f(T)$ 、 $\lambda(T)$ 、 $f(T)$ のいずれか1つがわかれば他が求められる。

疲労試験においては、一般に供試体が破壊するまでの荷重の繰返し回数(疲労寿命) $N$ が $N \gg 1$ であるため、 $N$ を連続変数として $T$ を $N$ で置き換え、上記基礎式をそのまま適用できる。

いま、故障率 $\lambda(N)$ に着目する。定義より、 $\lambda(N)$ は非破壊から破壊という事象(距離)に至る速度パラメータを表わすと解せられる。したがって、疲労試験における $\lambda(N)$ は、微視的には破壊ひびわれの発生や伝播速度に相当すると考えられ、破壊過程と密接に関係する。このため、材料の疲労破壊過程やその機構の解明がなされれば $\lambda(N)$ が明らかとなり、疲労寿命の分布形も決まってくる。しかしながら、古くから研究が行われている金属材料においても、その破壊過程に幾つかの議論があり、未だ統一的な見解が見出されていない。このような現状において、実用的な面から実験によって得られた疲労寿命の各種分布モデルへの当てはめが行われているのが現状である。

式(2.5)より明らかなように、疲労試験における $\lambda(N)$ は、縦軸に破壊しない確率 $P(N)$ (以下生存確率と称す)を対数目盛で、横軸に疲労寿命 $N$ を普通目盛で採った確率紙上に実測データをプロットしたときの右下がりの勾配より推定される。この場合、 $P(N)$ は、原則的には疲労試験の結果をヒストグラムで表わすことによって求められるが、データが少ない場合の $P(N)$ の推定(打点)法として種々の方法が提案されている。<sup>101)</sup>これらのうち、最もよく用いられているのが平均ランク法で $P(N)$ は次式より求まる。

$$P(N=N_r) = 1 - r/(l+1) \quad \dots\dots\dots (2.9)$$

ここに、 $r$ は順序統計量で疲労寿命( $N$ )を小さい順に並べたときの序数、 $N_r$ は序数 $r$ 番目の疲労寿命、 $l$ は同一条件で試験した供試体総数

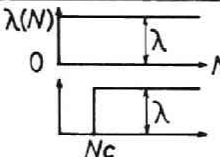
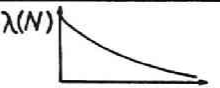
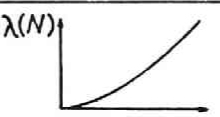
上式と式(2.5)の関係を用いれば、 $\lambda(N)$ が推定され、式(2.8)によって疲労寿命の分布形が決定されることになる。

表2.1に種々の形状の $\lambda(N)$ とその $\lambda(N)$ に適合する確率分布モデルの組合わせを示す。このことより、コンクリートの疲労寿命がいかなる分布モデルに従うかの検討は、疲労破壊過程をある程度確率論的に検討していくことにもつながっていく。

以下、疲労寿命の統計的取扱いに関する既往の研究について概説する。

Freudenthal<sup>102)</sup>は、金属材料において、疲労破壊に至る過程は試験片の最弱部もしくは高度に

表 2.1 故障率と対応する分布の例

故障率の型	故障率 $\lambda(N)$	対応する分布の例	ワイブル分布
一定型		指数分布 $P(N) = e^{-\lambda N}$ $\begin{cases} P(N) = e^{-\lambda(N-N_c)}, & N > N_c \\ P(N) = 1, & N \leq N_c \end{cases}$	$P(N) = e^{-BN^{A_1}}$  $A_1 = 1$
減少型		例えば2つの指数分布の和 $P(N) = \xi e^{-\lambda_1 N} + (1-\xi) e^{-\lambda_2 N}$ $\lambda_1 > \lambda_2 > 0$	$A_1 < 1$
増加型		対数正規分布 $P(N) = \int_0^N \frac{1}{x\sqrt{2\pi}\sigma} \exp\left(-\frac{(\ln x - \bar{X})^2}{2\sigma^2}\right) dx$ ここに $X = \ln N$ , $\bar{X}$ , $\sigma$ はそれぞれ $\ln N$ の平均値と標準偏差	$A_1 > 1$

ひずみを受けたきわめて小さい領域の外部負荷条件に対する挙動に依存し、一定荷重の繰返し試験であつても外部負荷条件は統計的に変動するものとして、疲労寿命 ( $N$ ) が対数正規分布に従うとして取扱つてよいことを報告している。

$$P(N) = 1 - \int_0^N \frac{1}{\sqrt{2\pi}\sigma} \exp\left\{-\frac{(x-\bar{X})^2}{2\sigma^2}\right\} dx \quad \dots\dots\dots (2.10)$$

ここに、 $X = \ln N$ ,  $\bar{X}$  と  $\sigma$  はそれぞれ  $\ln N$  の平均値と標準偏差

疲労寿命のばらつきが対数正規分布に従うことは、コンクリートの圧縮、引張試験、衝撃試験<sup>103)</sup>、岩石の圧縮・引張試験においても確認されている。

その後、Freudenthal および Gumbel<sup>104)</sup> は、母集団における疲労寿命が対数正規分布に従うとしても、実際の疲労試験において破壊する試験片は、対数正規分布する母集団から抽出した十分大きな標本中の最弱のものであるとして、最小値の確率論を適用すべきであると考え、最小値の分布、いわゆる Weibull 分布を導いている。その一般式は  $A_1$ ,  $B$ ,  $C_1$  を実験定数として次式で表わされる。

$$2 \text{ 母数ワイブル分布 : } P(N) = e^{-BN^{A_1}} \quad \dots\dots\dots (2.11)$$

$$3 \text{ 母数ワイブル分布 : } P(N) = e^{-B(N-C_1)^{A_1}} \quad \dots\dots\dots (2.12)$$

横堀<sup>102)</sup> は、金属材料の疲労破壊の場合、ある応力の繰返し数  $N_c$  (潜在繰返し数) 以後の破壊の発生が確率過程の問題であるとして、 $N_c$  以後の故障率  $\lambda(N)$  を近似的に一定 ( $\lambda(N) = \lambda$ ) と考え、疲労寿命の分布が指数分布 (1 次ポアソン分布) に従うことを導いている。

$$\left. \begin{aligned} \text{指数分布 : } P(N) &= e^{-\lambda(N-N_c)}, & N > N_c \\ &= 0, & 0 \leq N \leq N_c \end{aligned} \right\} \quad \dots\dots\dots (2.13)$$

McCall<sup>14)</sup> は、無筋コンクリートの曲げ疲労試験を行い、生存確率 $P(N)$ が、 $N=1$  ,  $N=\infty$ に対して $P(N)=1$ および $P(N)=0$ となる条件を満足するように数式化した独自の確率分布モデル(以下 McCall 分布と称する)を提案している。

$$\text{Mc Call 分布: } P(N) = 10^{-as^b(\log N)^c} \quad \dots\dots\dots (2.14)$$

ここに、 $a$  ,  $b$  ,  $c$  は実験定数、 $S$  は応力比( 載荷応力と静的強度の比 )

また、西松ら<sup>105)</sup> は、岩石の圧縮疲労試験においては、故障率 $\lambda(N)$ が下に凸な形状を示すことを確かめ、この形状が岩石の組成鉱物粒子の粒界破壊と粒内破壊の2つの機構に起因するとして、巨視的な疲労破壊に対する疲労寿命の分布形は、 $\lambda(N) = \lambda_1, \lambda_2$  (それぞれ一定値)とする2つの1次ポアソン過程の和で表わされるとしている。

$$P(N) = \sum_{i=1}^2 \xi_i \exp(-\lambda_i N) \quad \text{ただし} \quad \xi_1 + \xi_2 = 1 \quad \dots\dots\dots (2.15)$$

阪田ら<sup>25)</sup> は、この手法を適用し、軽量コンクリートの疲労寿命は2つの1次ポアソン過程の和で、普通コンクリートのそれは1次ポアソン過程で表わされるとしている。

なお、データが比較的少なく、かつ途中打ち切りデータ、すなわち疲労破壊しないデータが含まれる場合には、 $P(N)$ のプロット点として式( 2.9 )の代わりに浜田ら<sup>106)</sup>が提案した次式がよく用いられる。

$$P(N = N_r) = 1 - r/(l+2) \quad \dots\dots\dots (2.16)$$

## 2.4 疲労を考慮した構造物の設計に関する最近の動向

鉄筋コンクリートおよびプレストレストコンクリート構造物の設計法としては、弾性理論に基づく許容応力度設計法、塑性理論に基づく終局強度設計法、および限界状態設計法がある。許容応力度設計法は、計算の簡便さと、あまり不経済とならない範囲で部材が安全であるか否かを見きわめる目的から現在もなお設計の基調とされているが、1970年に公表された限界状態設計法の手法を採り入れたCEB-FIPのコンクリート構造物設計施工指針の考え方は、構造設計の国際標準化の動向に強い影響を与えた。最近における各国の規準は、この限界状態設計法の基本理念を次第に採用するようになっている。

この設計法は、使用材料の品質のばらつきや作用荷重のばらつきなどを考慮して、材料強度や荷重の特性値を確率論的な手法によって決定し、設計においては、構造物が使用限界状態と終局限界状態に達しないことを保証するように設計するものである。

このような設計原則に従って設計されるコンクリート構造物は、施工中および供用期間中に受ける全ての荷重作用に対して、その全体に過不足のないバランスのとれた安全性を有する耐力を持っていることが望ましい。また、通常の使用状態において、耐久性を損ねたり、十分な機能を発揮しなくなることがないように、変形やひびわれ幅等も一定限度以下に抑えることが望まれる。このような状況

を考えた場合、繰返し荷重が材料特性（静的強度や剛性の低下等）に及ぼす影響や疲労破壊は、使用限界状態や終局限界状態との関連において明確化し、設計に的確に反映させる必要がある。

一方、材料の疲労特性は、作用する応力の大きさ、応力振幅、繰返し回数や環境条件などの多くの要因と密接に関係する。この結果、耐疲労性の評価も複雑となって、これら問題を総合的に取扱うことは容易なことではない。加えて、疲労現象を究明するには、試験によって検証を積み重ねることが手段となるため、時間、費用、労力がかかり、研究の歴史に比べて実験データがきわめて少ないのが現状である。さらに、荷重についての統計資料のないこと、コンクリート構造物については従来大きな疲労破壊事例がなかったこともあって、各国のほとんどの設計規準においては疲労の問題を取扱っていなかった。しかし、最近、一部規準がその付録の中で、繰返し荷重の影響が大きい場合、疲労に対する安全性の照査を行う必要のあることを規定している。さらに、海洋コンクリート構造物の設計・施工を対象とした指針においては、疲労に対する安全性の検討の必要性が規定されている。

## ＜第2章 参考文献＞

- 1) Van Ornum, J.L. ; "The Fatigue of Cement Products", Transactions, ASCE, Vol.51, 1903, pp 443~445.
- 2) G.M. Nordby ; "Fatigue of Concrete—A Review of Research", Journal of the ACI , August, 1958, pp 191~220.
- 3) J.W. Murdock ; "A Critical Review of Research on Fatigue of Plain Concrete", Engineering Experiment Station, Bulletin 475, University of Illinois, February, 1965.
- 4) J.P. Lloyd, J.L. Loft, C.E. Kesler ; "Fatigue of Concrete", Engineering Experiment Station, Bulletin 499, University of Illinois, 1968.
- 5) C.E. Kesler ; "Fatigue and Fracture of Concrete"（成岡昌夫，都築和夫訳，コンクリートの疲労と破壊，コンクリートジャーナル，Vol. 9, No.12, 1971, pp 53~60.
- 6) ACI Publication SP-41 ; "Abeles Symposium—Fatigue of Concrete", American Concrete Institute , 1974.
- 7) ACI Committe 215 ; "Considerations for Design of Concrete Structures Subjected to Fatigue Loading", Journal of the ACI, Vol.71, No.3, 1974, pp 97~121.
- 8) 古沢広道，田辺忠顕訳 ; "繰返し荷重を受けるコンクリート構造物の設計に対する考察—ACI 215 委員会報告"，コンクリート工学，Vol.13, No.4,（その1—pp.42~49.），No.6（その2—pp.26~33.），No.7（その3—pp.43~52.），1975.
- 9) 岡村 甫 ; "コンクリート構造部材の疲労特性"，第22回構造工学シンポジウム，繰返し荷重を受ける構造物および部材の破壊と，これに関連する設計・製作上の諸問題，日本学術会議構造研究連絡委員会，土木学会，日本建築学会，1976.1，pp.127~134.

- 10) 土木学会関西支部 ; “鉄筋コンクリート床版の損傷と疲労設計へのアプローチ” — 鉄筋コンクリート床版疲労設計委員会報告 — , 1977.7.
- 11) IABSE Reports Vol.37 ; “Fatigue of Steel and Concrete Structures, Colloquium Lausanne, 1982.
- 12) ACI Publication SP-75 ; “Fatigue of Concrete Structures”, American Concrete Institute, 1982.
- 13) RILEM Committee 36-RDL ; “Long Term Random Dynamic Loading of Concrete Structures”, Matériaux et Constructions, Vol.17 — No.97, January — February 1984.
- 14) J.T. McCall ; “Probability of Fatigue Failure of Plain Concrete”, Journal of the ACI, Vol.55, August 1958, pp.233~240.
- 15) R.Lacroix ; “Fatigue of Reinforced and Prestressed Concrete in Offshore Structures”, FIP Note 58, September/October 1975, pp.7~11.
- 16) 例えば R.Tepfers and T.Kutti ; “Fatigue Strength of Plain Ordinary and Lightweight Concrete”, Journal of the ACI, May 1979, pp.635~652.
- 17) R.Tepfers ; “Tensile Fatigue Strength of Plain Concrete”, Journal of the ACI, Proceeding Vol.76, No.8, August 1979, pp.913~933.
- 18) 藤田嘉夫, 海保康男 ; “コンクリートの引張り, 圧縮および曲げに関する疲労性状”, セメント技術年報, 第21巻, 1967, pp.489~492.
- 19) 松下博通, 近田孝夫 ; “割裂試験方法によるコンクリートの引張疲労強度に関する研究”, セメント技術年報, 第35巻, 1981, pp.393~396.
- 20) 斉藤 満, 今井 悟 ; “純引張載荷下におけるコンクリート疲労特性について”, 土木学会第37回年次学術講演会講演概要集第5部, 1972.10, pp.295~296.
- 21) 例えば J.Murdock and C.E.Kesler ; “Effect of Range of Stress on Fatigue Strength of Plain Concrete Beams”, Journal of the ACI, Proceeding 55, 1958, p.221.
- 22) R.Tepfers ; “Fatigue of Plain Concrete to Stress Reversals”, ACI Publication SP-75, Fatigue of Concrete Structures, 1982, pp.195~216.
- 23) N.K.Raju ; “Comparative Study of the Fatigue Behavior of Concrete, Mortar and Paste in Uniaxial Compression”, Journal of the ACI, June 1970, pp.461~463.
- 24) F.W.Klaiber and Dah-Yinn Lee ; “The Effects of Air Content, Water — Cement Ratio and Aggregate type on the Flexural Fatigue Strength of Plain Concrete”, ACI Publication SP-75, Fatigue of Concrete Structures, 1982, pp.111~132.
- 25) 阪田憲次, 木山英郎, 西林新蔵 ; “統計的処理によるコンクリートの疲労寿命に関する研究”, 土木学会論文報告集, No.198, 1972.2, pp.107~114.
- 26) 浜田純夫, 成岡昌夫 ; “軽量コンクリートの圧縮疲労強度に関する一実験”, 土木学会論文報告集, Vol.176, 1970.4, pp.83~88.

- 27) J.C. Antrim and J.F. McLaughlin ; "Fatigue Study of Air-Entrained Concrete" ,  
Journal of the ACI, Vol. 30, No. 11, May 1959, pp. 1173~1182.
- 28) 岡田 清, 児島孝之, 井上正一 ; "変動繰返し荷重下におけるコンクリートの疲労寿命", セメント技術年報36巻, 1982, pp. 341~344.
- 29) 松下博通, 徳光善治 ; "生存確率を考慮したコンクリートの圧縮疲労強度に関する研究", 土木学会論文報告集, 第284号, 1979. 4, pp. 127~138.
- 30) D.A. Linger and H.A. Gillespie ; "A Study of the Mechanism of Concrete Fatigue and Fracture", Highway Research Board, February 1966.
- 31) 松下博通, 近田孝夫 ; "コンクリートの疲労強度と静的強度との関係", 九大工学集報, 第50巻, 第3号, 1977.
- 32) K.D. Raithby ; "Behavior of Concrete under Fatigue Loading", Development in Concrete technology, 1, F.D. Lydon, Ed. Applied Science Publishers Ltd., 1979, pp. 83~110.
- 33) K.D. Raithby and J.W. Galloway ; "Effect of Moisture Condition, Age, and Rate of Loading on Fatigue of Plain Concrete", ACI Publication SP-41, 1974, pp. 15~34.
- 34) 松下博通 ; "水中におけるコンクリートの圧縮疲労強度", セメント技術年報, 第32巻, 1978, pp. 379~382.
- 35) E.W. Bennett ; "Contribution", A Study of the applicability to the Fatigue of Concrete of the Palmgren-Miner partial damage hypothesis by R. Tepfers, C. Fridén and L. Georgsson, Magazine of Concrete Research, Vol. 30, No. 104, September 1978, pp. 161~164.
- 36) 西林新蔵, 阪田憲次, 井上正一 ; "変動繰返し荷重下におけるコンクリートの疲労特性に関する研究", 材料, Vol. 31, No. 350, 1982. 11, pp. 1114~1120.
- 37) R. Tepfers, J. Gørlin and T. Samuelsson ; "Concrete Subjected to Pulsating Load and Pulsating Deformation of Different Pulse Waveforms, Nordisk Betong, No. 4, 1973, pp. 27~36.
- 38) 川村満紀, 栂場重正 ; "繰返し荷重型がソイルセメントの圧縮疲労に及ぼす影響", 第32回土木学会年次講演会講演概要集, 第5部, 1977. 10, pp. 286~287.
- 39) C.E. Kesler ; "Effect of Speed of Testing of Flexural Strength of Plain Concrete", Proceedings of Highway Research Board, Vol. 32, 1953.
- 40) B.A. Assimacopoulos, R.F. Warner and C.E. Ekberg ; "High Speed Fatigue Test on Small Specimens of Plain Concrete", Journal of PCI, Vol. 4, No. 2, Sept. 1959, pp. 53~70.
- 41) P.R. Sparks and J.B. Menzies ; "The Effect of Rate of Loading upon the Static and Fatigue Strengths of Plain Concrete in Compression", Magazine of Concrete



Research, Vol. 25, No. 83, June 1973, pp. 73~80.

- 42) M.E. Award and H.K. Hilsdorf ; "Strength and Deformation Characteristics of Plain Concrete Subjected to High Repeated and Sustained Loads", ACI Publication SP 41, Fatigue of Concrete, 1974, pp. 1~14.
- 43) 金子林爾 ; "コンクリートの含水状態と載荷速度が圧縮疲労性状に及ぼす影響", セメント技術年報, 第35巻, 1981, pp. 397~400.
- 44) H.K. Hilsdorf and C.E. Kesler ; "Fatigue Strength of Concrete under Varying Flexural Stresses", Journal of the ACI, Proceedings, Vol. 63, No. 10, October 1966, pp. 1059~1076.
- 45) F.S. Ople, Jr. and C.L. Hulsbos ; "Probable Fatigue Life of Plain Concrete with Stress Gradient", Journal of the ACI, No. 63-2, January 1966, pp. 59~80.
- 46) 牧角龍憲, 松下博通 ; "応力-ひずみ曲線の表示と終局強度算定法への応用(その1)偏心軸圧縮力を受ける無筋コンクリートの強度", 土木学会第32回年次学術講演会講演概要集, 第5部, 1977.10, pp. 23.
- 47) S.P. Shah and S. Chandra ; "Fracture of Concrete Subjected to Cyclic Loading", Journal of the ACI, Proceedings, Vol. 61, No. 10, October, 1970, pp. 816~824.
- 48) N.K. Raju ; "Small Concrete Specimens under Repeated Compressive Loads by Pulse Velocity Technique", Journal of Materials, Vol. 5, No. 2, June 1970, pp. 262~272.
- 49) 松下博通, 牧角龍憲 ; "繰返し応力を受けるコンクリートの変形性状", 第1回コンクリート工学年次講演会講演論文集, 1979, pp. 77~80.
- 50) H. Weigler and D. Klausen ; "Damage to Plain Concrete under Cyclic Compressive Loading", Durability of Building Material and Components, ASTM 691, American Society for Testing and Materials, 1980, pp. 593~602.
- 51) 石川善信, 小玉克己 ; "コンクリートが曲げまたは引張荷重を受ける場合の疲労性状", 土木学会第37回年次学術講演会講演概要集, 第5部, 1982.10, pp. 309~310.
- 52) A. Mehmehl ; "Investigations on the Effect of Frequently Repeated Stress on the Elasticity under Compression and the Compressive Strength of Concrete", Mitteilungen, Institute fuer Beton und Eisenbeton an der Technischen Hochschule, Karlsruhe, 1926, p. 74.
- 53) K.E. Heim ; "The Effect of Frequently Repeated Loading on the Formation of Cracks in Reinforced Concrete Beams and on Their Resistance to Cracking", Mitteilungen des Institute für Beton und Eisenbeton an der Technischen Hochschule Karlsruhe, 1930.
- 54) F. Treiber ; "Das Verhalten unter dem Einfluss dauernd ruhender und häufig weiderholter Belastung", Bauingenieur (Berlin), 1934.

- 55) H.Yoshida ; "Über des Elastische Verhalten von Beton", Mitteilungen des Instituts für Beton und Eisenbeton an der Technischen Hochschule Karlsruhe, 1930, p.114.
- 56) S.Ban ; "The Fatigue Phenomenon in Concrete", Bauingenieur (Berlin), V.14, No 13~14, pp 188~192.
- 57) 畑野 正, 渡辺啓行 ; "周期的圧縮荷重によるコンクリートの疲労破壊", 土木学会論文報告集, 第185号, 1971.1, pp 51~60.
- 58) 都築和夫, 成岡昌夫 ; "低サイクル荷重下における軽量コンクリートの累積損傷の検討", 土木学会論文報告集, 第206, 1972.10, pp 125~133.
- 59) 松下博通 ; "圧縮疲労に関する考察", 土木学会第30回年次学術講演会講演概要集, 第5部, 1970.10, pp 210~211.
- 60) 阪田憲次, 西林新蔵, 井上正一 ; "繰返し荷重下のコンクリート応力ひずみ挙動の考察", 土木学会第31回年次学術講演会講演概要集, 第5部, 1971.10, p.10.
- 61) T.S.Gorhard and N.C.Mickleborough ; "Creep of Concrete under Cyclically Varying Dynamic Loads", Cement and Concrete Research, Vol.5, No 6, August 1975, pp 565~576.
- 62) J.O. Holmen ; "Fatigue of Concrete by Constant and Variable Amplitude Loading", ACI Publication SP-75, Fatigue of Concrete, 1982, pp 71~110.
- 63) P.R. Sparks ; "The Influence of Rate of Loading and Material Variability on the Fatigue Characteristics of Concrete", ACI Publication SP-75, Fatigue of Concrete, 1982, pp 343~372.
- 64) G.A.Hirst and A.M. Neville ; "Activation Energy of Creep of Concrete under Short-term Static and Cyclic Stress", Magazine of Concrete Research, Vol.29, No 98, March 1977, pp 13~17.
- 65) 足立徹, 松下博通 ; "コンクリートの疲労破壊条件に関するひずみエネルギー的考察", 土木学会第36回年次講演会講演概要集, 第5部, 1971.10, pp 406~407.
- 66) R.Tepfers, B.Hedberg and G.Szczekocki ; "Absorption of Energy in Fatigue Loading of Plain Concrete", RILEM, The International Union of Testing and Research Laboratories for Materials and Structures, Material and Structures, Janvier-février 1984, No 97, pp 59~64.
- 67) A. Palmgren ; "Die Lebensdauer von Kugellagern", VDI, Zeitschrift Verein Deutscher Ingenieur, Vol.68, 1924, pp 339~341.
- 68) M.A. Miner ; "Cumulative Damage in Fatigue", Journal of Applied Mechanics, Vol. 12, September 1945, pp A159-A164.

- 69) E.W. Bennet and N.K. Raju ; "Cumulative Fatigue Damage of Plain Concrete in Compression", Structure, Solid Mechanics and Engineering Design, Wiley-Interscience, London, 1971, pp 1089~1102.
- 70) R. Tepfers, C. Fridén and L. Georgsson ; "A Study of the Applicability to the Fatigue Concrete of the Palmgren-Miner Partial Damage Hypothesis", Magazine of Concrete Research, Vol.29, No 100, September 1977, pp 123~130.
- 71) 松下博通 ; "変動繰返し応力を受けるコンクリートの疲労寿命の推定", セメント技術年報, 第34巻, 1980, pp 268~271.
- 72) J.V. Leeuwen and A. J. M. Siemes ; "Miner's Rule with respect to Plain Concrete", Boss'79, Second International Conference on Behavior of Off-Shore Structures, August 1979, pp 591~610.
- 73) A. J. M. Siemes ; "Miner's Rule with Respect to Plain Concrete Variable Amplitude Test", ACI Publication SP-75, Fatigue of Concrete, 1982, pp 343~372.
- 74) S. P. Shah ; "Prediction of Cumulative Damage for Concrete and Reinforced Concrete", Matériaux et Constructions, Vol.17-No 97, janvier-février 1984, pp 65~68.
- 75) S. M. Hanson, M. F. Somes and T. Helagson ; "Investigations of Design Factors Affecting Fatigue Strength of Reinforcing Bars-Test Program", ACI Publication SP-41, Fatigue of Concrete, 1974, pp 71~105.
- 76) T. Helagson and J. M. Hanson ; "Investigation of Design Factors Affecting Fatigue Strength of Reinforcing Bars-Static Analysis", ACI Publication SP-41, Fatigue of Concrete, 1974, pp 107~137.
- 77) 横堀武夫 ; "材料強度学", 技報堂, 1969 (11版), pp 213~215.
- 78) I. C. Thamb and J. G. Mac Gregor ; "Stress Concentrations Caused by Reinforcing Bar Deformations", ACI Publication SP-41, Fatigue of Concrete, 1974, pp 169~183.
- 79) 国分正胤, 岡村甫 ; "高強度鉄筋コンクリートばりの疲労に関する基礎的研究", 土木学会論文集, 第122号, 1965.10, pp 29~41.
- 80) I. C. Thamb and J. G. Mac Gregor ; "Effect of Surface Characteristics on Fatigue Strength of Reinforcing Steel", ACI Publication SP-41, Fatigue of Concrete, 1974, pp 139~167.
- 81) 土木学会 ; "コンクリート構造の限界状態設計法指針(案)", コンクリート・ライブラリー, 第52号, 1983.11, p.39.
- 82) P. W. Abeles, E. I. Brown and C. H. Hu ; "Behavior of Under-Reinforced Prestressed Concrete Beams Subjected to Different Stress Range", ACI Publication SP-41,

Fatigue of Concrete, 1974, pp 279~300.

- 83) 松本嘉司 ; “高張力異形鉄筋について”, 土木学会コンクリート・ライブラリー, 第3号, 異形鉄筋を用いた鉄筋コンクリート構造物の設計例, 1968, pp 67~92.
- 84) 国分正胤, 岡村甫 ; “太径鉄筋の使用に関する研究”, 土木学会論文報告集, 第202号, 1972.6, pp 103~113.
- 85) B.LeCamus ; “Research on Behavior of Concrete and Reinforced Concrete Subjected to Repeated Loads”, Compte Rendu des Recherches Effectuees en 1945-1946, Laboratories du Batiment et des Travaux Publics, Paris, pp 25~45.
- 86) H.Lambotte and R.Baus ; “Experimental Study of the Effect of Fatigue on the Behavior of Reinforced Concrete Beams”, Revue C, Nos 3 and 4, 1963.
- 87) C.E.Ekberg, Jr., R.E.Walther and R.G.Slutter ; “Fatigue Resistance of Prestressed Concrete Beams in Bending”, Journal of the Structural Division, Proceeding of ASCE, Vol.83, No ST 4, July 1957, pp 1304-1~1304-17.
- 88) 国分正胤, 桧貝勇 ; “繰返し荷重を受ける鉄筋コンクリートはりのせん断性状”, セメント技術年報, 第25巻, 1971, pp.348~352.
- 89) T.E.Stelson and J.N.Cernica ; “Fatigue Properties of Reinforced Concrete Beams”, Journal of the ACI, Vol.55, No 2, August 1958, pp 255~259.
- 90) T.S.Chang and C.E.Kesler ; “Static and Fatigue Strength in Shear of Beams with Tensile Reinforcement”, Journal of the ACI, Vol.54, No 12, June 1958, pp 1033~1058.
- 91) T.S.Chang and C.E.Kesler ; “Fatigue Behavior of Reinforced Concrete Beams”, Journal of the ACI, Vol.55, No 2, August 1958, pp 245~254.
- 92) 上田多門, 岡村甫, S.A.Farghaly, 榎本松司 ; “せん断補強鉄筋のないはりのせん断疲労強度”, コンクリート工学, Vol.20, No 9, 1982, pp 89~98.
- 93) 例えば H.A.Kormeling, H.W.Reonhardt and S.P.Shah”, Static and Fatigue Properties of Concrete Beams Reinforced with Continuous Bars and Fibres”, Journal of the ACI, Vol.77, No 1, January-February 1980, pp 36~43.
- 94) J.H.A.Crockett ; “Presentation of Structural Failures by Repeated Vibration Loading”, In Performance of Building Structure, Proceedings of the International Conference, Pentech Press, Glasgow 1976, pp 201~228.
- 95) P.R.Sparks and J.B.Menzies ; “The Deflection of Reinforced Concrete Beams under Fluctuating Load with a Sustained Component”, The Structural Engineer, Vol.51, No 11, November 1973, pp 413~420.
- 96) 藤田嘉夫, 西堀忠信 ; “繰返し荷重をうける鉄筋コンクリートげたの変形に関する研究”, コ

- ンクリート・ジャーナル , Vol.9 , №5 , 1971 . 5 , pp 1～8.
- 97) 角田与史雄 ; “鉄筋コンクリートの最大ひびわれ幅”, コンクリート・ジャーナル, Vol.8 ,  
№9 , 1970 . 9 , pp 1～10.
- 98) J.M.Lovegrove and E.D.Salah ; “Deflection and Cracking of Reinforced Concrete  
under Repeated Loading and Fatigue”, ACI Publication SP-75 , Fatigue of Concrete  
Structures , 1982 , pp 133～152.
- 99) P.Balaguru and S.P.Shah ; “A Method of Predicting Crack Width and Deflections  
for Fatigue Loading”, ACI Publication SP-75 , Fatigue of Concrete Structures , 1982 ,  
pp 153～176.
- 100) 角田与史雄, 藤田嘉夫 ; “RCスラブの疲労押し抜きせん断強度に関する基礎的研究”, 土木  
学会論文報告集, №317 , 1982 . 1 , pp 149～157.
- 101) 例えば 酒井達雄, 田中道七 ; “母数推定の統計的手法”, 材料, Vol.31 , №348 , 1982 . 9 ,  
pp 941～947.
- 102) 既出 77), pp 184～186.
- 103) 尼崎省二, 明石外世樹, 竹内正喜, 桂木正雄 ; “コンクリートの衝撃疲労強度に関する研究”,  
土木学会論文報告集, 第217号 , 1973 . 9 , pp 77～86.
- 104) A.M.Freudenthal and E.J.Gumbel ; “On the Statistical Interpretation of Fatigue  
tests”, Proceedings Roy. Soc. London , A216 , 1953 , pp 309～332.
- 105) 西松裕一, R.Heroesewojo ; “岩石の疲労寿命の分布特性と破壊機構”, 材料, Vol.22 ,  
№233 , 1973 , pp 153～158.
- 106) 浜田純夫, 中川健治, 成岡昌夫 ; “疲労試験における途中打ち切りデータの処理に関する研究”,  
土木学会論文報告集 , Vol.189 , 1971 , pp 99～105.





## 第3章 一定繰返し圧縮応力作用下のコンクリートの疲労特性に関する研究

### 3.1 概 説

材料が繰返し荷重を受ける場合、静的強度以下の応力でも破壊に至ることがある。このような現象は、疲労あるいは疲労破壊といわれ、作用応力の種類や大きさ、さらには繰返し回数などに関係する。通常、無限回の繰返しに耐える応力の限界を耐久限界または疲労限度、所定の繰返し回数に耐えうる応力の限界を疲労強度あるいは時間強度という。この現象は金属材料では古くから知られていたが、コンクリートにもこのような現象の存在することが今世紀になってVan Ornum<sup>1)</sup>によって明らかにされて以来、プレーンコンクリート、鉄筋、P C鋼材などの材料の疲労、さらにこれらを複合した鉄筋コンクリートやプレストレストコンクリート部材の疲労に関する研究が行われてきた。

最近、再び以前にも増して各国でコンクリートやコンクリート部材の疲労に対し強い関心が持たれるようになったが、これには以下のような状況が関連している。

1) 車両の大型化・重量化に伴う活荷重成分の増大、交通量や列車運行の急激な増加に伴う荷重の繰返し回数の増加等に関連する作用荷重の側面。

2) 既設コンクリート構造物、とくに鉄道橋のけたや道路橋の床版などに見られるような過大なひびわれやはく離などの疲労損傷の発生<sup>2), 3)</sup> およびそれに対する補修や補強の問題。<sup>4)</sup>

3) 高強度コンクリートや高張力鋼などの新材料の耐疲労性の評価法<sup>5), 6)</sup> ならびにそれらを用いた構造物の設計法の問題。

4) 波荷重などを受ける海洋コンクリート構造物において予想される疲労の問題<sup>7)~11)</sup> に対し有効に対処できるような新設構造物の設計・構築という社会的要請。

現行の許容応力度設計法においては、鉄筋の許容応力度の低減という措置以外に疲労の問題に対して設計上の考慮が払われていない<sup>12)</sup>。この現行の設計法から限界状態設計法に移行するに際しては、前もって解決しておかなければならない多くの問題が残されている。その1つは多くのデータの解析によってより合理的な強度の特性値を決定すること、他方、疲労が各種の限界状態に及ぼす影響を詳しく検討することである。

コンクリートの疲労寿命は、金属材料と同様に同一試験条件であっても著しくばらつき、疲労寿命の結果の取扱いに際しては確率統計的な手法を用いて処理すべきことが提案されている。このような背景のもとで、コンクリートの疲労寿命の分布形に対しては2章3節で述べたような各種分布モデルが提案されてきた一方で、採用する分布モデルによっては分布の裾野の値は大きく変わることも指摘されている。

そこで、本章では、まず試験で得られた疲労寿命の各種分布モデルへの適合性を検定する。つぎに、



疲労寿命の分布は対数正規分布に従うとの仮定のもとに、コンクリート強度、供試体寸法および繰返し載荷速度などの要因が疲労寿命に及ぼす影響を検討し、さらに繰返し荷重下における変形と疲労寿命の関係についても若干の考察を加えている。

## 3.2 実験計画

### (1) 示方配合と供試体

本実験に用いたコンクリートの示方配合と、各配合のコンクリートから作製した円柱供試体の寸法を表3.1に示す。配合Ⅰ、Ⅲは、宇部興産社製の普通ポルトランドセメント、粗骨材には岡山県津山産の碎石、細骨材には川砂（鳥取県千代川産）と細砂を土木学会標準粒度範囲内に入るように調整した混合砂を使用した。一方、配合Ⅱは日本セメント社製の普通ポルトランドセメント、粗骨材には大阪高槻産碎石、細骨材には野州川産の川砂と砕砂を重量比で7：3に混合した混合砂を使用した。これら骨材の物理的性質を表3.2に示す。コンクリートの配合条件は、スランプ $5 \pm 1$  cm、空気量5%，28日目目標強度 $210 \text{ kgf/cm}^2$ （配合Ⅰ）と $320 \text{ kgf/cm}^2$ （配合Ⅱ、Ⅲ）で、それぞれ試し練りにもとづいて決定した。

表3.1 示方配合

配合	粗骨材の最大寸法 (mm)	空気量 (%)	スランプ (cm)	W/C (%)	s/a (%)	単 位 量 (kg/m <sup>3</sup> )				混和剤 C×0.25%	供試体寸法 (cm)
						水 W	セメント C	細骨材 S	粗骨材 G		
Ⅰ	20	5	5±1	66	43	165	250	786	1074	ボゾリス	φ 10×20
Ⅱ	15	5	5±1	61	46	170	280	823	1004		φ 7.5×15
Ⅲ	15 20	5	5±1	65 58	46 43	162 163	250 280	848 780	1034 1070		φ 7.5×15 φ 10×20

コンクリートの練混ぜは強制攪はんミキサー（容量100ℓ）を用い、1分間の空練り後注水し、2分間の本練りを行った。供試体は、φ10×20 cm（配合Ⅰ、Ⅲ）およびφ7.5×15 cm（配合Ⅱ、Ⅲ）の円柱で、供試体の直径と骨材最大寸法の比を5とした。打設は2層に分け、各層25回ずつ棒突きした後、テーブルバイブレータで締固めた。

これらの供試体は、打設後直ちに恒温恒湿室（20℃、RH=80～90%）に搬入し、材令1日でセメントペーストキャッピングを施し、材令2日で脱枠、以後26日間水中養生を施した。材令28日で一部供試体の静的圧縮強度試験を行い、その他の供試体は疲労試験実施時まで実験室に保存した。疲労試験は、コンクリート強度が十分安定状態に達していると考えられる材令100日以上経過した後に行った。

### (2) 試験方法

表3.2 骨材の物理的性質

配合	粗 骨 材			細 骨 材	
	最大寸法	比重	F.M.	比重	F.M.
Ⅰ	20 mm	2.67	7.13	2.59	2.73
Ⅱ	15 mm	2.69	6.23	2.59	2.59
Ⅲ	15 mm*	2.69	—	2.60	2.88
	20 mm	2.70	6.60		

注）＊配合Ⅲの最大寸法20mmの骨材に対し、20mmフィルを通過したものをを用いた。

疲労試験に先立ち、各打設バッチごとに(6~10)本の供試体を選び、静的強度試験によって各バッチごとの平均静的圧縮強度( $\bar{f}_c$ )を求めた。疲労試験は、 $\bar{f}_c$ をもとに上・下限応力を決定し、応力波形(载荷応力と時間との関係)は正弦波形のもとで行った。なお、下限応力は全て $\bar{f}_c$ の10%とした。

各試験の方法は以下に示すとおりである。

i) 疲労寿命の分布形の検討に関する試験：この試験には $\phi 10 \times 20 \text{ cm}$ (配合Ⅰ)の供試体を用いた。使用した試験機は、容量20トンのパルセータ型疲労試験機(前川試験機社製(鳥取大学に設置))で、繰返し载荷速度5 Hz.のもとで試験を行った。設定した上限応力比(以下応力比( $S$ ))と称す、 $S=(\text{载荷応力}/\text{平均圧縮強度})$ の百分率は、 $S=85, 80, 75, 70\%$ の4水準を選定し、各応力比ごとに30本程度の供試体を用いた。

ii) 供試体の強度や寸法が疲労強度に及ぼす影響評価に関する試験：用いた供試体は $\phi 10 \times 20 \text{ cm}$ (配合Ⅰ, Ⅲ)と $\phi 7.5 \times 15 \text{ cm}$ (配合Ⅱ, Ⅲ)である。試験には容量25トンの電気式油圧サーボ機構を有する疲労試験機(MTS社製(京都大学設置))と、容量20トンのパルセータ型疲労試験機および容量100トンの繰返し荷重制御装置を有する万能試験機(島津製作所製(鳥取大学設置))を併用した。試験は応力比( $S$ )を $S=85$ から72%の間で6水準設定し、繰返し载荷速度5 Hz. 万能試験機においては(1/30~1/60) Hz.のもとで実施した。

iii) 疲労寿命に及ぼす繰返し载荷速度の影響評価に関する研究：用いた供試体は、 $\phi 7.5 \times 15 \text{ cm}$ (配合Ⅱ, Ⅲ)である。試験機には容量25トンの電気油圧サーボ機構を有する疲労試験機を用いた。試験は上限応力比 $S=90\%$ と一定のもとで行い、繰返し载荷速度として0.01, 0.1, 0.5, 1, 5 Hz.の5水準を設定した。

iv) 繰返し载荷に伴う変形特性に関する試験：上記i)~iii)の一部供試体については、繰返し荷重下のコンクリートの軸方向ひずみを測定した。ひずみの測定は、試験実施前に供試体側面の対角方向に貼付した電気抵抗線ひずみ計(検長67mm)およびロードセルをピックアップとし、動ひずみ計(新興通信社製)で増幅し、フォトコーダ(共和電業社製)、ないしはデータレコーダ(TEAC社製)ーフラットペン(渡辺測器社製)、を用いて荷重の繰返しに伴う応力~ひずみ関係を自記させた。

### 3.3 試験結果とその考察

疲労試験実施直前に行ったコンクリートの静的強度試験の結果を表3.3に、疲労試験の結果を一括して表3.4~3.5に示す。表中、 $P(N)$ は式(2.9)によって求めた生存確率で、その標準正規変量 $t$ は、任意の $P(N)=P$ の値に対して標準正規積分表( $P=\phi(t)$ )により求めた値である。

表3.3 静的強度

配合	供試体寸法 (cm)	バッチ No.	疲労試験実施時		
			$\bar{f}_c$ ( $\text{kgf/cm}^2$ ), (MPa)	供試体数 $l$	変動係数 C.V.
Ⅰ	$\phi 10 \times 20$	1	231, (22.6)	10	4.4
		2	256, (25.6)	8	5.8
		3	250, (24.5)	10	4.9
		4	252, (24.7)	10	5.5
		5	243, (23.8)	10	3.9
Ⅱ	$\phi 7.5 \times 15$	6	413, (40.5)	8	3.2
		7	409, (40.1)	6	3.3
		8	430, (42.2)	6	2.3
Ⅲ	$\phi 7.5 \times 15$	9	246, (24.1)	6	6.4
	$\phi 10 \times 20$	10	424, (41.6)	6	6.7

表 3.4 (A) 疲労試験の結果 (配合 I,  $\phi 10 \times 20 \text{ cm}$ ,  $V = 5 \text{ Hz.}$ )

順 序 統計量 $r$	生存確率 $P(N)$	標 準 正規変量 $t$	$S = 85\%$		標 準 正規変量 $t$	$S = 80\% \quad S = 75\% \quad S = 70\%$		
			$N(\times 10)$	生存確率 $P(N)$		$N(\times 10)$		
1	0.971	1.902	7	0.968	1.849	223	3215	8785
2	0.943	1.579	12	0.936	1.518	260	3267	9640
3	0.914	1.386	14	0.903	1.300	290	4270	12332
4	0.886	1.204	16	0.871	1.131	318	4780	20400
5	0.857	1.068	22	0.839	0.989	390	5190	24669
6	0.829	0.949	27	0.807	0.865	391	7096	25950
7	0.800	0.842	29	0.774	0.753	420	7226	26000
8	0.771	0.744	33	0.742	0.649	485	7928	28600
9	0.743	0.652	34	0.710	0.553	500	10050	33628
10	0.714	0.566	41	0.677	0.461	517	10480	34350
11	0.686	0.484	43	0.645	0.372	600	10780	37320
12	0.657	0.405	43	0.613	0.287	614	12140	38280
13	0.629	0.328	47	0.581	0.204	652	13000	39644
14	0.600	0.253	49	0.548	0.122	796	13930	41740
15	0.571	0.180	53	0.516	0.041	852	15640	43257
16	0.543	0.108	56	0.484	-0.041	900	16700	45150
17	0.514	0.036	58	0.452	-0.122	1074	17275	45870
18	0.486	-0.036	59	0.419	-0.204	1120	18300	48290
19	0.457	-0.108	64	0.387	-0.287	1275	19050	57384
20	0.429	-0.180	76	0.355	-0.372	1420	22640	76105
21	0.400	-0.253	76	0.323	-0.461	1668	28320	85860
22	0.371	-0.328	84	0.290	-0.553	1680	29835	92821
23	0.343	-0.405	105	0.258	-0.649	1728	33780	96070
24	0.314	-0.484	105	0.226	-0.753	1980	38000	96070
25	0.286	-0.566	125	0.194	-0.865	2230	41985	152779
26	0.257	-0.652	128	0.161	-0.989	2400	43820	166689
27	0.229	-0.744	130	0.129	-1.131	2554	49820	185280
28	0.200	-0.842	153	0.097	-1.300	2781	58950	202630
29	0.171	-0.949	178	0.065	-1.518	3180	66155	205921
30	0.143	-1.068	217	0.032	-1.849	3882	100000	225000
31	0.114	-1.204	243					
32	0.086	-1.368	271					
33	-0.057	-1.579	275					
34	-0.029	-1.902	540					

表 3.4 (B) 一定応力疲労試験結果 ( $V = 5 \text{ Hz.}$ ,  $\phi 7.5 \times 15 \text{ cm}$ )

順 序 統計量 $r$	生存確率 $P(N)$	標 準 正規変量 $t$	疲 勞 寿 命 $N$		順 序 統計量 $r$	生存確率 $P(N)$	標 準 正規変量 $t$	疲労寿命 $N$
			$S = 82\%$	$S = 77\%$				$S = 72\%$
1	0.938	1.538	870	9320	1	0.917	1.385	168340
2	0.875	1.150	980	12960	2	0.833	0.966	209870
3	0.813	0.889	1390	15210	3	0.750	0.675	289740
4	0.750	0.675	1870	19000	4	0.667	0.431	402300
5	0.688	0.489	2220	23180	5	0.583	0.210	435810
6	0.625	0.319	2940	28180	6	0.500	0.000	518250
7	0.563	0.157	3250	35790	7	0.417	-0.210	759430
8	0.500	0.000	3860	43170	8	0.333	-0.431	913250
9	0.437	-0.157	4630	46000	9	0.250	-0.675	1047650
10	0.375	-0.319	5820	46530	10	0.167	-0.966	1568820
11	0.312	-0.489	8050	60650	11	0.083	-1.385	2000000
12	0.250	-0.675	10840	89950				
13	0.187	-0.889	12940	106840				
14	0.125	-1.150	14410	128850				
15	0.062	-1.538	18540	231640				

表 3.5 (A) 疲労試験の結果 (配合Ⅱ,  $\phi 7.5 \times 15\text{cm}$ ,  $S=90\%$ )

載荷速度 $V(\text{H}_2)$	順序統計量 $r$	生存確率 $P(N)$	標準正規変量 $t$	疲労寿命 $N$	載荷速度 $V(\text{H}_2)$	順序統計量 $r$	生存確率 $P(N)$	標準正規変量 $t$	疲労寿命 $N$	載荷速度 $V(\text{H}_2)$	順序統計量 $r$	生存確率 $P(N)$	標準正規変量 $t$	疲労寿命 $N$
5	1	0.9	1.282	50	0.5	2	0.875	1.150	45	0.1	5	0.667	0.432	120
	2	0.8	0.842	90		3	0.813	0.889	80		6	0.600	0.253	170
	3	0.7	0.524	140		4	0.750	0.674	90		7	0.533	0.083	190
	4	0.6	0.253	190		5	0.688	0.490	130		8	0.467	-0.083	310
	5	0.5	0	320		6	0.625	0.319	150		9	0.400	-0.253	360
	6	0.4	-0.253	460		7	0.563	0.157	230		10	0.333	-0.432	400
	7	0.3	-0.524	960		8	0.500	0	330		11	0.267	-0.622	510
	8	0.2	-0.842	1880		9	0.437	-0.157	440		12	0.200	-0.842	600
	9	0.1	-1.282	4230		10	0.375	-0.319	630		13	0.133	-1.122	760
1	1	0.889	1.221	28	0.1	11	0.312	-0.490	940	0.01	14	0.067	-1.499	940
	2	0.778	0.765	50		12	0.250	-0.674	1360		1	0.9	1.282	10
	3	0.667	0.431	80		13	0.187	-0.889	1780		2	0.8	0.842	16
	4	0.556	0.140	180		14	0.125	-1.150	2510		3	0.7	0.524	26
	5	0.444	-0.140	340		15	0.062	-1.538	3730		4	0.6	0.253	32
	6	0.333	-0.431	670		1	0.933	1.499	18		5	0.5	0	38
	7	0.222	-0.765	1240		2	0.867	1.122	38		6	0.4	-0.253	43
	8	0.111	-1.221	2330		3	0.800	0.842	50		7	0.3	-0.524	51
	1	0.938	1.538	24		4	0.733	0.622	85		8	0.2	-0.842	67
											9	0.1	-1.282	98

表 3.5 (B) 疲労試験の結果

$f_c = 400 \text{ kgf/cm}^2$ $V = 0.01\text{H}_2$ , $S = 90\%$					$\phi 7.5 \times 15\text{cm}$ $V = 5\text{H}_2$ , $S = 77\%$									
順序統計量 $r$	生存確率 $P(N)$	標準正規変量 $t$	$\phi 7.5\text{cm}$		$f_c = 250 \text{ kgf/cm}^2$				$f_c = 400 \text{ kgf/cm}^2$				順序統計量 $r$	生存確率 $P(N)$
			$\phi 7.5\text{cm}$	$\phi 15\text{cm}$	順序統計量 $r$	生存確率 $P(N)$	$t$	$N$	順序統計量 $r$	生存確率 $P(N)$	$t$	$N$		
1	0.9	1.282	10	8	1	0.909	1.335	3890	1	0.938	1.538	9320		
2	0.8	0.842	16	16	2	0.818	0.908	18880	2	0.875	1.150	12960		
3	0.7	0.524	31	27	3	0.727	0.605	24155	3	0.813	0.889	15210		
4	0.6	0.253	36	35	4	0.636	0.349	33420	4	0.750	0.674	19100		
5	0.5	0	38	35	5	0.545	0.114	43451	5	0.688	0.490	23180		
6	0.4	-0.253	43	40	6	0.455	-0.114	49659	6	0.625	0.319	28184		
7	0.3	-0.524	51	54	7	0.364	-0.349	62087	7	0.563	0.157	35790		
8	0.2	-0.842	57	72	8	0.273	-0.605	93325	8	0.500	0	43170		
9	0.1	-1.282	98	88	9	0.182	-0.908	115611	9	0.438	-0.157	46000		
					10	0.091	-1.335	206538	10	0.375	-0.319	46530		
									11	0.313	-0.490	60650		
									12	0.250	-0.674	89950		
									13	0.188	-0.889	106840		
									14	0.125	-1.150	128850		
									15	0.063	-1.538	231640		

### 3.3.1 疲労寿命の分布

表3.4より明らかなように、試験条件が同一であっても疲労寿命は著しくばらつき、結果の整理に際しては何らかの確率統計的な取扱いを行う必要のあることがわかる。このような観点から、コンクリートの疲労寿命の分布形に対して前章2.3で述べたような種々の分布モデルが提案されている。これらの分布モデルを採用した場合の生存確率  $P(N)$  は式(2.10)から(2.14)の両辺を1回ないしは2回対数を取ることによって次式のように線形化でき、その分布モデルに対応した確率紙を製作することができる。

A) 指数分布(横堀の提案式) :  $\ln P(N) = -A_1 N + B_1$  ..... (3.1)

B) McCall 分布 :  $\ln(-\ln P(N)) = A_1 \ln(\ln N) + B_1$  ..... (3.2)

C) 2母数ワイブル分布 :  $\ln(-\ln P(N)) = A_1 \ln N + B_1$  ..... (3.3)

D) 3母数ワイブル分布 :  $\ln(-\ln P(N)) = A_1 \ln(N-C) + B_1$  ..... (3.4)

E) 対数正規分布 :  $t = A_1 \log N + B_1$  ,  $t = \phi^{-1}(P(N))$  ..... (3.5)

ここに、 $t$  は3.3で述べた標準正規変量である。

図3.1(A)~(E)は表3.4(A)に示した試験結果のうち比較的データ数の多い実験について、確率紙上に上限応力比をパラメータとして、横軸に疲労寿命( $N$ )を、縦軸に生存確率を採ってデータをプロットしたものである。

まず、同図(A)の指数分布に着目してコンクリートの疲労破壊の過程について考えてみる。図中の生存確率  $P(N)=1$  に対応する  $N$  の値が潜在繰返し回数( $N_c$ )を表わし、 $N_c$  以下の繰返し載荷回数では破壊しない限界回数を与える。また  $N_c$  以降のプロット点の傾きが故障率  $\lambda(N)$  を表わす。図より、各応力比ごとの故障率は、 $N$  の大きさに無関係にほぼ一定値( $\lambda(N)=\lambda$ : 定数)を示すこと、さらに  $N_c$  の値もほぼ0に近い値を示すことがわかる。このような性質は、ガラスのような脆性材料

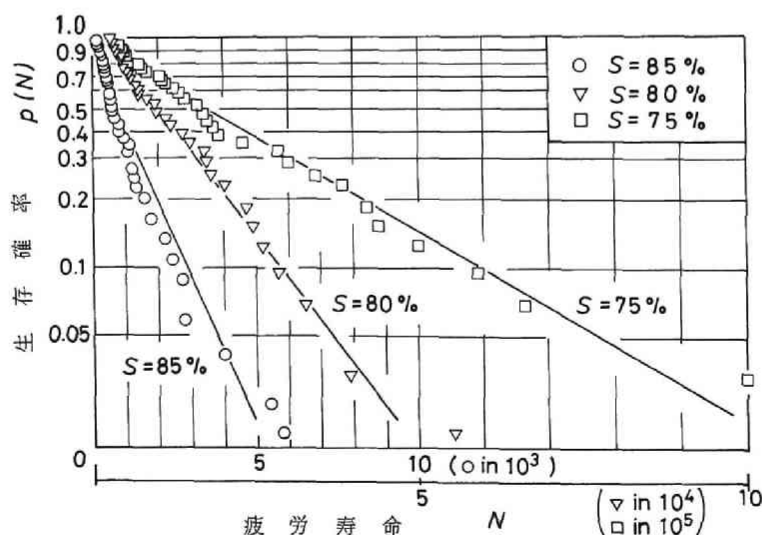


図3.1(A) 指数分布への当てはめ

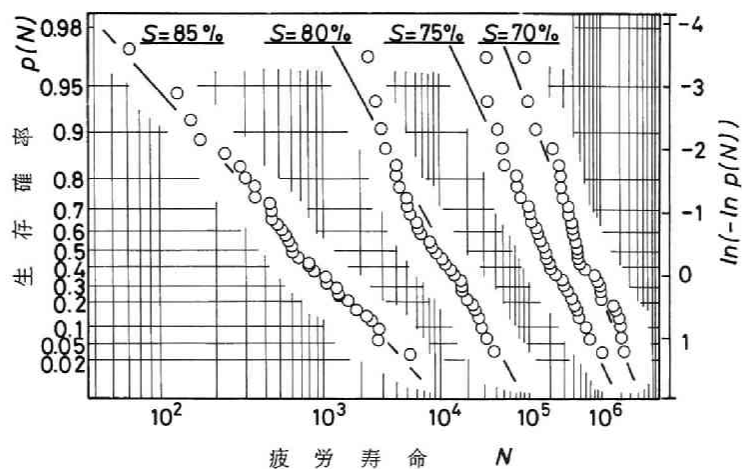


図 3.1(B) McCall 分布への当てはめ

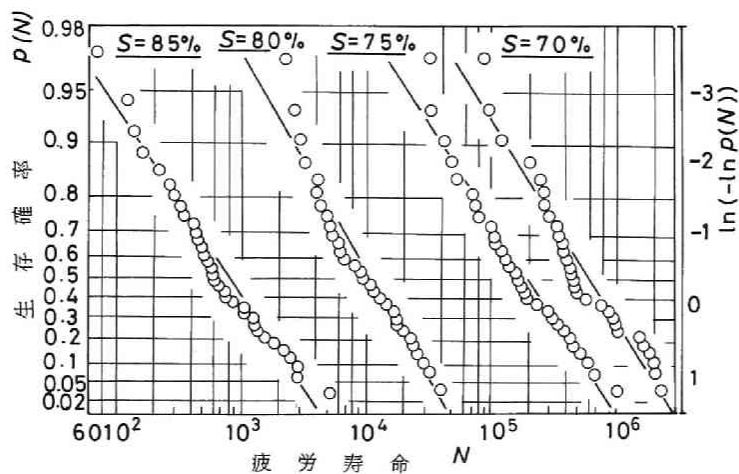


図 3.1(C) 2 母数ワイブル分布への当てはめ

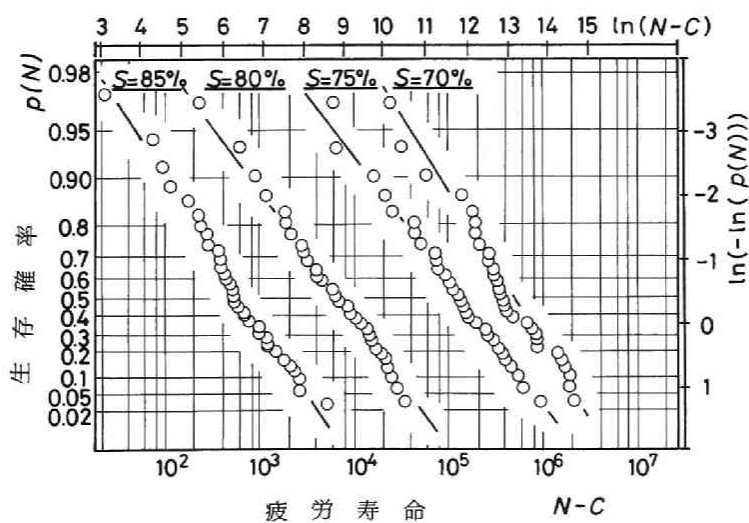


図 3.1(D) 3 母数ワイブル分布への当てはめ

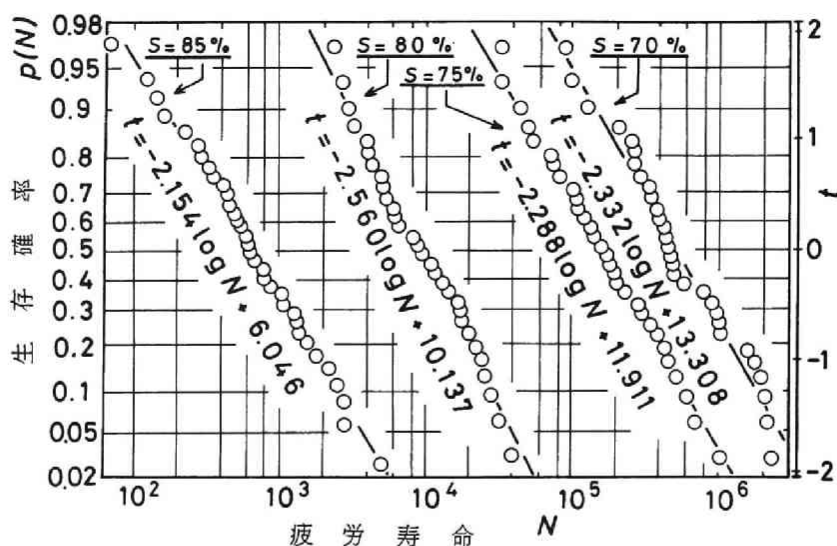


図 3.1 (E) 対数正規分布への当てはめ

図 3.1 疲労寿命の各種分布モデルへの当てはめ

のクリープ破壊試験におけるクリープ破壊時間 ( $T$ ) をパラメータとする  $\lambda(T)$  の傾向に類似し<sup>13)</sup>、一定圧縮応力下の普通コンクリートの疲労破壊現象を規定する物理量は疲労寿命でなく破壊速度であることを示唆しているものと考えられる。しかしながら、コンクリートの疲労試験においては、図 3.1 (A) から明らかなように、 $\lambda(N)$  は厳密には一定でない。したがって、以下において疲労寿命の分布形をより明確にするため、他の分布モデルへの適合性をも併せて検討する。

図 3.1 (A)～(E) より、プロット点はほぼ直線上にあり、疲労寿命の分布はいずれの分布モデルにも従うものと推察される。しかし、疲労寿命の分布がどの程度の適合度をもってこれら分布モデルに従うか、あるいはどの分布モデルに最も適合するかの判断は、分布モデルへの適合度の検定によらなければならない。図中の直線は、各種分布モデルに対し、係数  $A_1$ 、 $B_1$ 、 $C$  を最小 2 乗法によって決定した式 (表 3.6 参照) を描いたものである。いま各応力比における疲労寿命の分布が図中の直線で近似した分布モデルに従うと仮定して、適合度の検定に Kolmogorov - Smirnov 棄却検定 (以下 K-S 検定という)<sup>14)</sup> を行った結果を表 3.6 に示す。表より、隔りの最大値 ( $D_{max}$ ) は限界値 ( $D_{\alpha}^{20\%}$ ) より小さく、疲労寿命の分布は有意水準 ( $\alpha$ ) 20% において、仮定したすべての分布モデルに従うといえる。しかし、( $D_{max} / D_{\alpha}^{20\%}$ ) を詳細にみると、一般に指数、McCall, 2 母数ワイブル分布における  $D_{max} / D_{\alpha}^{20\%}$  の値は、3 母数ワイブル、対数正規分布のそれに比べて大きく、疲労寿命の分布形は 3 母数のワイブル分布や対数正規分布に最も適合するといえる。同表には、各分布モデルを採用した場合について、生存確率  $P(N) = 0.5$  ( $t = 0$ ) および  $P(N) = 0.977$  ( $t = 2$ ) に相応する疲労寿命を回帰直線式から求めた結果も併記している。表より、2 シグマ ( $t = 2$ ) 程度までの範囲においては、対数正規分布と 3 母数ワイブル分布モデルにおける算定疲労寿命の値には大差のないことがわかる。一方、回帰分析に際しては、対数正規分布の場合、式 (3.5) の係数  $A_1$ 、 $B_1$  が一義的に決まるのに対し、3 母数ワイブル分布の場合、式 (3.4) 中の  $C$  の値を種々変化させ、

表 3.6 回帰分析とコルモゴロフ・スミルノフ検定結果

応力比 $S(\%)$	分布形	回 帰 式	$N$		隔りの 最大値 $D_{max}$	隔りの 限界値 $D_{\alpha=20\%}$	$D_{max}/D_{\alpha}$	供試体 総 数 $t$
			$P(N)=0.5$	$P(N)=0.977$				
85	指 数	$\log P(N) = -7.7 \times 10^{-4} N - 0.174$	674	*	0.176		0.97	34
	McCall	$\ln(-\ln P(N)) = 7.228 \ln(\ln N) - 13.942$	693	60	0.090		0.49	
	2母数ワイブル	$\ln(-\ln P(N)) = 1.141 \ln N - 7.914$	746	64	0.118	0.182	0.65	
	3母数ワイブル	$\ln(-\ln P(N)) = 1.005 \ln(N-47.04) - 6.893$	708	70	0.096		0.53	
	対 数 正 規	$t = -2.154 \log N + 6.046$	641	76	0.060		0.33	
80	指 数	$\log P(N) = -8.7 \times 10^{-5} N + 0.131$	9470	1770	0.081		0.43	30
	McCall	$\ln(-\ln P(N)) = 12.265 \ln(\ln N) - 27.596$	9980	1080	0.112		0.59	
	2母数ワイブル	$\ln(-\ln P(N)) = 1.341 \ln N - 12.764$	10350	824	0.122	0.190	0.64	
	3母数ワイブル	$\ln(-\ln P(N)) = 0.902 \ln(N-2007) - 8.362$	9080	2170	0.063		0.33	
	対 数 正 規	$t = -2.560 \log N + 10.137$	9120	1510	0.082		0.43	
75	指 数	$\log P(N) = -3.8 \times 10^{-6} N + 0.047$	170000	*	0.122		0.64	30
	McCall	$\ln(-\ln P(N)) = 14.418 \ln(\ln N) - 36.307$	178900	21550	0.108		0.57	
	2母数ワイブル	$\ln(-\ln P(N)) = 1.200 \ln N - 14.921$	185100	10940	0.122	0.190	0.64	
	3母数ワイブル	$\ln(-\ln P(N)) = 0.883 \ln(N-26168) - 10.822$	165000	29140	0.081		0.43	
	対 数 正 規	$t = -2.287 \log N + 11.906$	160700	21450	0.067		0.35	
70	指 数	$\log P(N) = -1.3 \times 10^{-6} N - 0.002$	531700	16360	0.137		0.72	30
	McCall	$\ln(-\ln P(N)) = 16.184 \ln(\ln N) - 42.188$	568800	46380	0.167		0.88	
	2母数ワイブル	$\ln(-\ln P(N)) = 1.230 \ln N - 16.702$	585900	37100	0.179	0.190	0.94	
	3母数ワイブル	$\ln(-\ln P(N)) = 1.007 \ln(N-63597) - 13.536$	541900	76710	0.145		0.76	
	対 数 正 規	$t = -2.332 \log N + 13.308$	509000	70640	0.122		0.64	

\* 負の値になることを示す,  $\alpha$ : 有意水準

その結果得られる  $A_1$ ,  $B_1$  の値に対し, 相関係数の絶対値を最大とするような  $A_1$ ,  $B_1$ ,  $C$  の値を決定する必要がある。このため, 試験結果の整理法の簡便さと実用性を考えれば, 種々提案された分布モデルのうち, コンクリートの疲労寿命を表わす分布形としては対数正規分布が最も適切であると判断される。

したがって, 以下においては, 疲労寿命の分布は対数正規分布に従うとして考察することにする。

### 3.3.2 $S-\bar{N}$ 線図と200万回疲労強度

各応力比ごとのコンクリートの疲労寿命 ( $N$ ) の分布が次式

$$t = A_1 \log N + B_1, \quad t = \phi^{-1}(P(N)) \quad \dots\dots\dots (3.6)$$

で表わされる対数正規分布に従うとき,  $P(N) = 0.5$  ( $t=0$ ) に相応する  $N$  の値が平均疲労寿命 ( $\bar{N}$ ) を表わす。また,  $\log N$  の平均値  $m(\log N)$  と標準偏差  $V(\log N)$  はそれぞれ次式で表わされる。

$$\bar{N} = 10^{-B_1/A_1}, \quad m(\log N) = -B_1/A_1, \quad V(\log N) = 1/|A_1| \quad \dots\dots (3.7)$$

また, 任意の生存確率  $P(N)=P$  に対応する疲労寿命 ( $N(P)$ ) は,  $t = \phi(P)$  の値を式 (3.6) に直接代入して  $N$  の値を求めるか, あるいは次式から求めることができる。

$$N(P) = 10^{m(\log N) - t \cdot V(\log N)} \quad \dots\dots\dots (3.8)$$



図 3.2 は、繰返し载荷速度 5 Hz. , 上限応力比  $S=85 \sim 72 \%$  の間で行った試験の疲労寿命と生存確率との関係を対数正規確率紙上にプロットしたものである。図中の直線式は、式 (3.6) の係数  $A_1$  ,  $B_1$  を最小 2 乗法によって決定したもので、K-S 検定の結果 (表 3.7) 各応力比ごとの疲労寿命の分布は、有意水準 ( $\alpha$ ) 20 % でこれら直線式で表わされる対数正規分布に従うといえる。

表 3.7 に回帰分析結果、K-S 検定結果、平均疲労寿命 ( $\bar{N}$ ) および  $\log N$  の標準偏差  $V(\log N)$  を一括して示す。

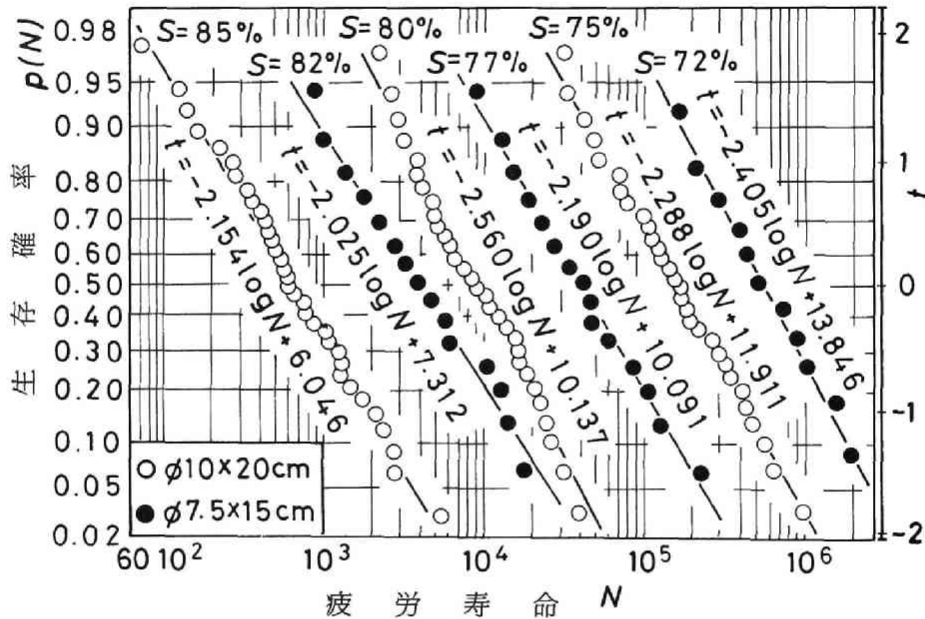


図 3.2 生存確率と疲労寿命の関係

表 3.7 回帰分析と K-S 検定結果

配合	供試体法 寸法 (cm)	応力比 $S$ (%)	回 帰 式	平均疲労 寿命 $\bar{N}$	隔りの 最大値 $D_{max}$	限界値 $D_{\alpha=20\%}$	供試体 総数 $l$	標準偏差 $V(\log N)$
I	$\phi 10 \times 20$	85	$t = -2.154 \log N + 6.046$	640	0.060	0.182	34	0.46
		80	$t = -2.560 \log N + 10.137$	9180	0.082	0.190	30	0.39
		75	$t = -2.287 \log N + 11.906$	160700	0.067	0.190	30	0.44
II	$\phi 7.5 \times 15$	82	$t = -2.025 \log N + 7.312$	4080	0.073	0.270	15	0.49
		77	$t = -2.190 \log N + 10.091$	40520	0.114	0.270	15	0.46
		72	$t = -2.405 \log N + 13.846$	5897000	0.116	0.310	11	0.42

$V(\log N)$  の平均 0.44

図 3.3 に応力比と平均疲労寿命との関係、すなわち  $S-\bar{N}$  線図を示す。これらの関係を直線式で近似し、最小 2 乗法によって  $S-\bar{N}$  線式を求めると次式のようなになる。

$$S = -4.395 \log \bar{N} + 97.506 \quad \dots \dots \dots (3.9)$$

上式に $\bar{N}=200$ 万回を外挿して求めた疲労強度は70%となる。

表3.8に種々の研究者<sup>15)~20)</sup>によって提案されている $S-\bar{N}$ 線式と200万回疲労強度を示す。各研究者によって試験条件は若干異なるが、表より、圧縮応力下の普通コンクリートの疲労寿命は上限応力比( $S$ )5%の低下に伴って1オーダー長くなること、200万回疲労強度は60~70%の範囲にあることがわかる。なお、本実験における200

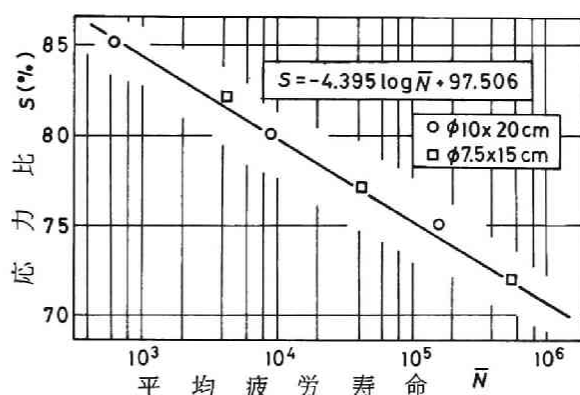


図3.3  $S-\bar{N}$ 線図

万回疲労強度は阪田の結果と、 $S-\bar{N}$ 線式の傾きはBennetの結果と、同程度である。

表3.8  $S-\bar{N}$ 線式と200万回疲労強度

研究者	W/C (%)	供試体の形状	静的強度 (kg/cm <sup>2</sup> )	繰返し速度 (回/分)	下限応力比 (%)	上限応力比 S (%)	$S-\bar{N}$ 線式	$2 \times 10^6$ 回疲労強度 (%)
N.K.Raju <sup>15)</sup>	50	角柱	420	190	5	85~65	$S = -6.369 \log \bar{N} + 102.548$	62.4
F.S.Ople <sup>16)</sup>	58~67	角柱	422	500	10	80~65	$S = -5.495 \log \bar{N} + 100$	65.4
J.C.Autrim <sup>17)</sup>	61	円柱	288	1000	2	84~66	$S = -4.673 \log \bar{N} + 95.794$	66.3
E.W.Bennet <sup>18)</sup>	35~50	角柱	400~650	240~480	14~22	100~53	$S = -4.292 \log \bar{N} + 92.704$	65.7
阪田ら <sup>19)</sup>	56	円柱	233	300	8.6	80~65	$S = -5.236 \log \bar{N} + 101.571$	68.3
松下ら <sup>20)</sup>	70	円柱	300	300	10, 3	59~74	$S = -5.051 \log \bar{N} + 92.929$	61.1
本研究	61~66	円柱	250~430	300	10	85~72	$S = -4.395 \log \bar{N} + 97.506$	69.8

### 3.4 コンクリート強度、供試体寸法、繰返し载荷速度が疲労寿命に及ぼす影響

疲労強度に及ぼすコンクリート強度や供試体寸法の影響は、本来個別の要因として検討しなければならない。しかし、疲労試験機の荷重容量は20トン程度のものが多く、一方土木用コンクリート構造物に通常用いられているコンクリートの圧縮強度は300kgf/cm<sup>2</sup>程度であることを考えると、標準の円柱供試体(φ15×30cmないしはφ10×20cm)によって疲労試験を行うことは不可能な場合が多い。そのため、ここではφ10×20cmとφ7.5×15cmの供試体を用いて、コンクリート強度や供試体寸法が疲労強度に及ぼす影響を検討した。これらの供試体は、空気量を5±1%、供試体直径と骨材最大寸法の比を5と一定とすることによって、空気量と骨材最大寸法が疲労寿命に影響を及ぼさないように配慮した。

図3.4は、上限応力比 $S=77\%$ 、繰返し载荷速度5Hz、供試体寸法φ7.5×15cmとし、コン

クリート強度が  $f_c = 250 \text{ kgf/cm}^2$  と  $400 \text{ kgf/cm}^2$  の場合、および上限応力比  $S=90\%$ 、繰返し載荷速度  $0.01 \text{ Hz}$ 、コンクリート強度  $f_c = 400 \text{ kgf/cm}^2$  とし、供試体寸法を  $\phi 7.5 \times 15 \text{ cm}$  と  $\phi 10 \times 20 \text{ cm}$  の場合の疲労寿命と生存確率との関係を示す。表 3.9 には、これら上限応力比ごとの疲労寿命に有意差があるかどうかを分散分析によって検討した結果を示す。表より明らかなように、ここで設定した試験条件下では、これら供試体間の疲労寿命は、危険率 5% で有意な差のないことが明らかになった。さらに、図 3.3 の  $S-\bar{N}$  線図に着目すると、両コンクリートのプロット点はほぼ直線上にある。さらに、同一応力比で試験を行った場合、これらコンクリートの平均疲労寿命はほぼ等しい値を与える

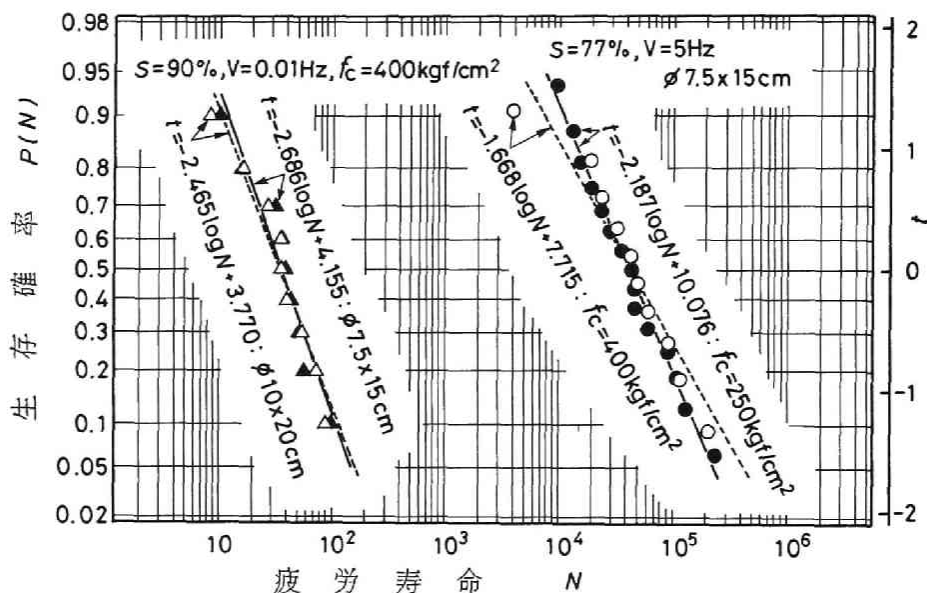


図 3.4 コンクリート強度や供試体寸法が疲労寿命に及ぼす影響

表 3.9 分散分析結果

(A) 供試体寸法  $\phi 7.5 \times 15 \text{ cm}$ ,  $V = 5 \text{ Hz}$ ,  $S = 77\%$

コンクリート強度 $f_c$ (kgf/cm <sup>2</sup> )	要 因	平方和 T	自由度 $f$	平均平方 $T/f$	実現値 $F_0$	$F_{1-w}^{w-1}(5\%)$	供 試 体 数 $l$
250, 400	水準間変動	0.017	1	0.017	0.11	4.28	25
	水準内変動	3.644	23	0.158			

$w$ : 水準数

(B) コンクリート強度  $f_c = 400 \text{ kgf/cm}^2$ ,  $V = 0.01 \text{ Hz}$ ,  $S = 90\%$

供 試 体 寸 法 (cm)	要 因	平方和 T	自由度 $f$	平均平方 $T/f$	実現値 $F_0$	$F_{1-w}^{w-1}(5\%)$	供 試 体 数 $l$
$\phi 7.5 \times 15$ , $\phi 10 \times 20$	水準間変動	0.001	1	0.001	0.01	4.49	18
	水準内変動	1.579	16	0.099			

$w$ : 水準数

ことが推察される。これらの結果より、応力比 ( $S$ ) を用いて整理する限り、コンクリート強度や供試体寸法の相違は平均疲労寿命にはほとんど影響を及ぼさないものと判断される。

図 3.5 は、繰返し载荷速度 5 Hz の試験における疲労寿命の対数の標準偏差  $V(\log N)$  と応力比の関係を示したものである。図より、一般に  $V(\log N)$  の値はほぼ一定ないしは高応力比になるに伴ってやや大きくなる傾向のあることがわかる。この  $V(\log N)$  の値を表 3.3 に示した静的圧縮強度の変動係数との関連において考えてみる。供試体寸法  $\phi 7.5 \times 15 \text{ cm}$  の変動係数は 3.5 % 程度、 $\phi 10 \times 20 \text{ cm}$  のそれは 5 % 程度で、本実験においては小型供試体の方が静的強度のばらつきは小さい。一方、図 3.5 を見ると、疲労寿命のばらつきを表わす指標である  $V(\log N)$  の値は、両供試体で同程度

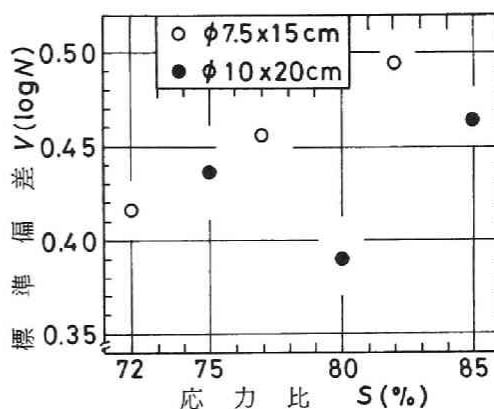


図 3.5 標準偏差と応力比の関係

度あるいは小型供試体の方がやや大きい値を示している。これらの事実より、疲労寿命のばらつきは、静的強度で言われている事実と同様に、供試体寸法が小さいものほど大きくなるようである。このことは、試験によって平均疲労寿命を求める場合、供試体寸法によって得られる結果の差異は少ないが、一方大きな生存確率  $P(N) = P$  を規定した  $P-S-N$  線式を求める場合には、このばらつきが影響して  $P-S-N$  線式はかなり違ったものになることに留意する必要があることを示唆している。

つぎに、疲労寿命に及ぼす繰返し载荷速度の影響を考えてみる。

図 3.6 は、表 3.5 に示した応力比  $S = 90 \%$  のデータについて、繰返し载荷速度をパラメータに採

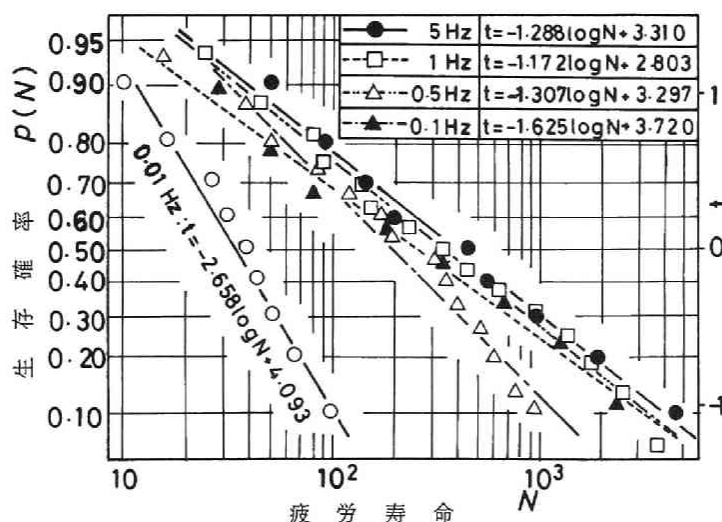


図 3.6 繰返し载荷速度と疲労寿命との関係 ( $S = 90 \%$ )

って、生存確率と疲労寿命との関係を対数正規確率紙上にプロットし、図中の直線式は式(3.6)を最小2乗法によって決定したものである。図3.7は、この結果をもとに式(3.7)より算定される  $\log N$  の平均値  $m(\log N)$ 、標準偏差  $V(\log N)$  と繰返し载荷速度との関係を示したものである。図3.7より、 $m(\log N)$  の値は、繰返し载荷速度 0.01 Hz. から 0.1 Hz. の間では著しい増加が、0.1 Hz. より大きな繰返し载荷速度においてはほぼ一定値を与えることを示している。これをより明確に示すため分散分析を行った結果(表3.10)、繰返し载荷速度 0.1, 0.5, 1, 5 Hz. における疲労寿命は危険率 5% で有意な差が認められないのに対して、0.01 と 0.1 Hz. の間では危険率 5% で有意な差のあることがわかった。

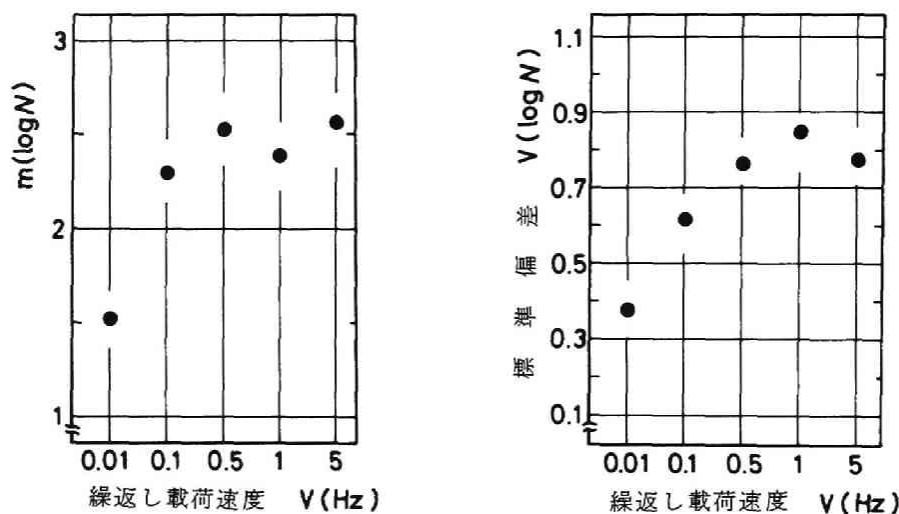


図3.7  $\log N$  の平均値ないしは標準偏差と繰返し载荷速度の関係

表 3.10 分散分析結果

繰返し载荷速度 $V$ (Hz.)	要 因	平方和 $T$	自由度 $f$	平均平方 $T/f$	実現値 $F_0$	$F_{1-w}^{w-1}(5\%)$	供試体数 $l$
0.01, 0.1	水準間変動	3.068	1	3.068	15.03	4.32	23
	水準内変動	4.285	21	0.204			
0.1, 0.5 1, 5	水準間変動	0.593	3	0.198	0.51	2.83	46
	水準内変動	16.167	42	0.385			

$w$ : 水準数

同様の傾向は、コンクリートの変形においても観察される。図3.8は、任意の繰返し载荷回数( $n$ )とその $n$ における上限応力作用時の軸方向ひずみ( $\epsilon_{c,n}$ )との関係を示したものである。本実験では測定供試体数も少なく、また、ばらつきも大きいので明確に断定することは困難であるが、繰返し载荷回数とひずみの間には以下のような傾向を認めることができる。すなわち、繰返し载荷速度0.01

Hz. の場合は繰返し载荷回数の増加に伴うひずみの増加割合は非常に大きく、両者の関係を示す曲線形は他の繰返し载荷速度の場合と大きく異っている。一方、繰返し载荷速度 0.1 Hz. と 5 Hz. の場合では、その曲線形は似かよったものとなっている。

畑野らは、繰返し圧縮荷重を受けるコンクリートは、ある限界終局ひずみに達したときに破壊すると報告している<sup>21)</sup>。このような考え方に従えば、繰返し载荷速度 0.01 Hz. の供試体においての

み少ない载荷回数で限界終局ひずみに達し、このため図 3.7 に示した 0.01 Hz. の  $m(\log N)$ 、 $V(\log N)$  の値が 0.1 Hz. 以上のそれに比べて異なった値を示したものと解される。

これらの結果を総合すると、上限応力比  $S=90\%$  と限られた範囲ではあるが、繰返し载荷速度が 0.1 Hz. から 0.01 Hz. に変化すると、その疲労寿命は 1 オーダ短くなる。しかし、0.1 Hz. から 5 Hz. 程度、さらに Kesler ら<sup>22)</sup> による 1.2 Hz. から 15 Hz. の範囲であれば疲労寿命は大差のないとの結果も併せて考えると、0.1 Hz. 以上の繰返し载荷速度の場合は 15 Hz. 程度までは繰返し载荷速度が疲労寿命に及ぼす影響はきわめて小さいと判断される。

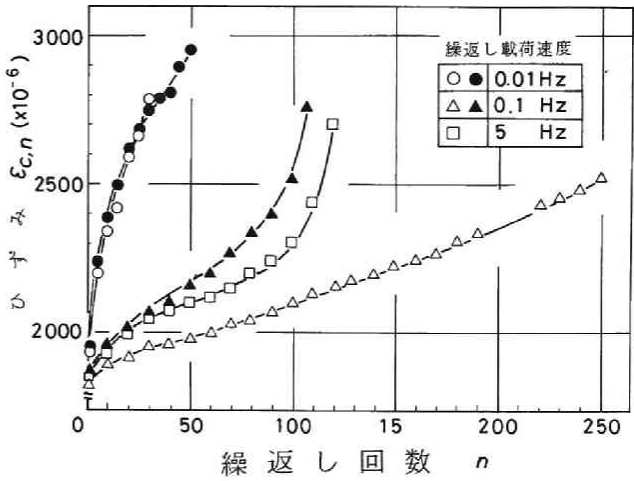


図 3.8 繰返し载荷回数に伴うひずみの変化 ( $S=90\%$ )

### 3.5 繰返し载荷に伴う変形挙動と疲労寿命

表 3.11 に繰返し荷重下におけるコンクリートの変形特性を検討するために行った高速 (5 Hz.) と低速 (1/30 Hz.) 繰返し载荷試験の結果を示す。表中、 $N$  は破壊までの载荷繰返し回数 (疲労

表 3.11 変形弾性係数

繰返し載荷速度  5 Hz.	S = 80 %				S = 70 %				繰返し載荷速度  1/30 Hz.	S = 90 %			S = 85 %		
	No.	N	E <sub>o</sub>	E <sub>No</sub>	No.	N	E <sub>o</sub>	E <sub>No</sub>		No.	N	E <sub>o</sub>	No.	N	E <sub>o</sub>
	1	1130	2.61	2.30	1	2700	2.56	2.32		1	10	2.58	1	108	2.47
	2	1150	2.53	2.65	2	3430	2.68	2.03		2	31	2.49	2	131	2.57
	3	1300	2.68	2.46	3	8900	2.64	2.70		3	36	2.68	3	138	2.71
	4	2500	2.68	2.49	4	9500	2.57	2.42		4	43	2.58	4	295	2.54
	5	4100	2.68	2.54	5	34900	2.41	2.43		5	98	2.56	5	320	2.69
	6	8850	2.64	2.66	6	36900	2.42	2.58		E <sub>o</sub> , E <sub>No</sub> : 弾性係数 単位(×10 <sup>5</sup> kgf/cm <sup>2</sup> ) N : 疲労寿命					
	7	26300	2.56	2.48	7	94500	2.73	2.69							
	8	36600	2.64	2.80	8	128000	2.44	2.57							
9	42100	2.57	2.61	9	150000	2.54	2.64								

寿命)， $E_0$ は疲労試験直前の静的強度の $1/3$ の応力に対する割線弾性係数である。 $E_{NO}$ は疲労試験開始後最初（低速荷重においては繰返し回数 $n=1$ ，高速荷重においては $n=100$ ）の荷重過程における応力～ひずみ関係から求めた割線弾性係数（静的強度の $1/3$ の応力と下限応力との間の割線弾性係数）である。

高速荷重の場合，処女応力～ひずみ曲線より求めた弾性係数（ $E_0$ ）と $n=100$ 回における弾性係数（ $E_{NO}$ ）とはかなり異なるが，これは両者の荷重方法およびひずみの測定方法が異なるためと考えられる。

図3.9は繰返し応力下におけるコンクリートの応力～ひずみ曲線の一例を示したものである。一般に，繰返し圧縮応力下のコンクリートの応力～ひずみ曲線は，最初は上に凸，その後荷重の繰返し数の増加に伴って直線状となり，破壊に近づくときS字形の形状を示すといわれている。<sup>1)</sup>本研究においても同様の傾向が認められ，この傾向は高速荷重においてより顕著に現われている。すなわち，本実

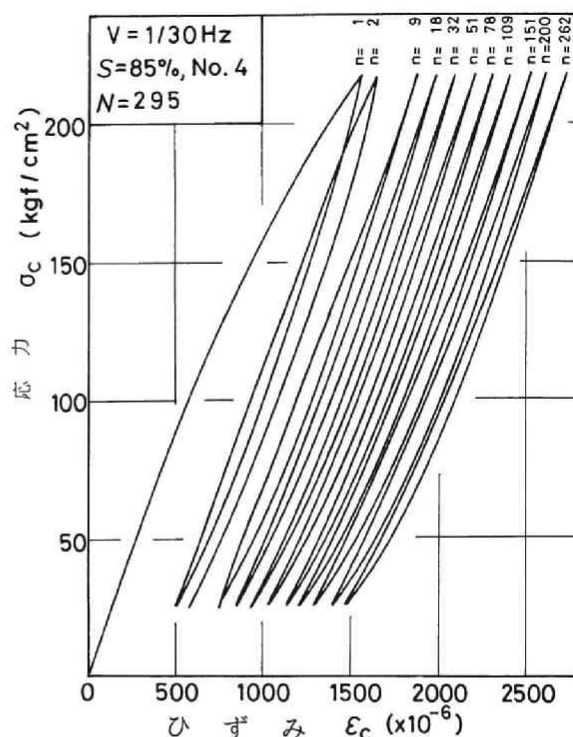


図3.9(A) 繰返し荷重下の応力～ひずみ曲線（低速）

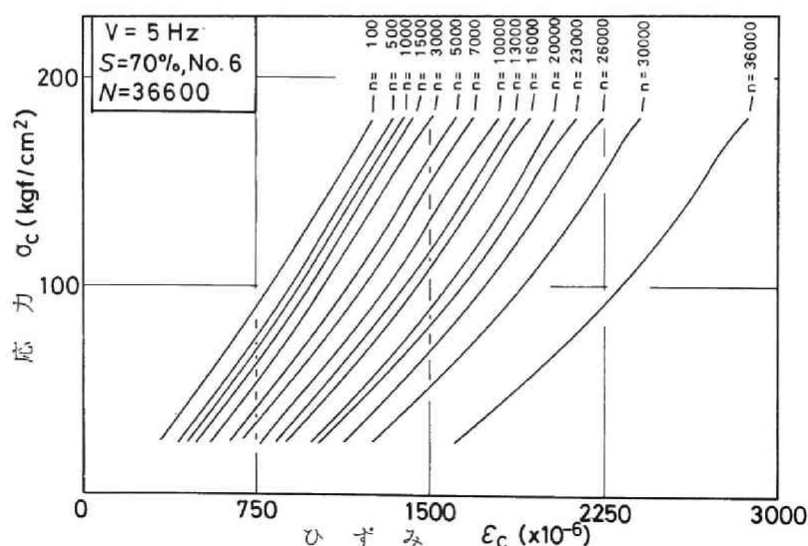


図3.9(B) 繰返し荷重下の応力～ひずみ曲線（高速）

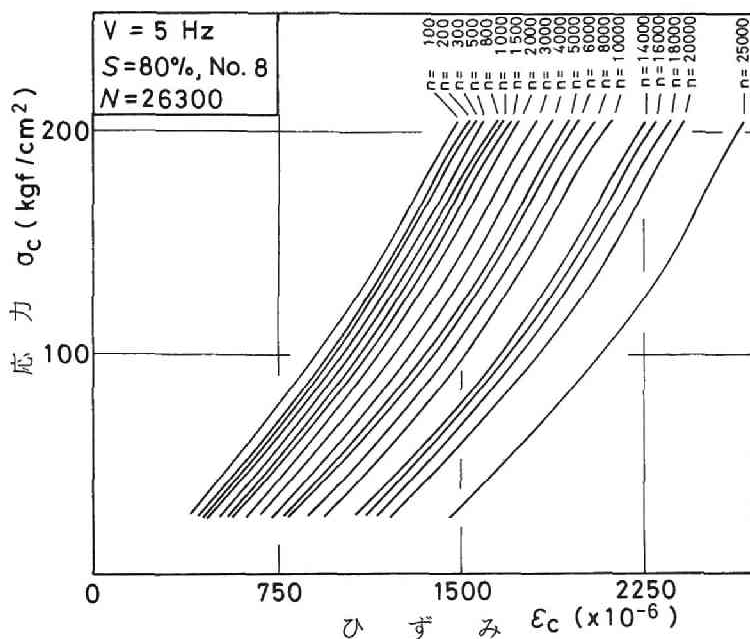


図 3.9(C) 繰返し荷重下の応力～ひずみ曲線（高速）

験における全般的な応力～ひずみ曲線は、繰返し载荷回数のごく初期の段階で直線状から下に凸な形状に移行し、以後大部分の領域で下に凸な形状を保持し、この領域においては繰返し载荷回数に伴うひずみ増は比較的小さい。また、破壊の近傍において、応力～ひずみ曲線はS字状の形状を示し、ひずみの増加割合も大きくなる傾向が見られる。

図 3.10 は繰返し荷重下における弾性係数の変化を示したものである。横軸は繰返し回数比（繰返

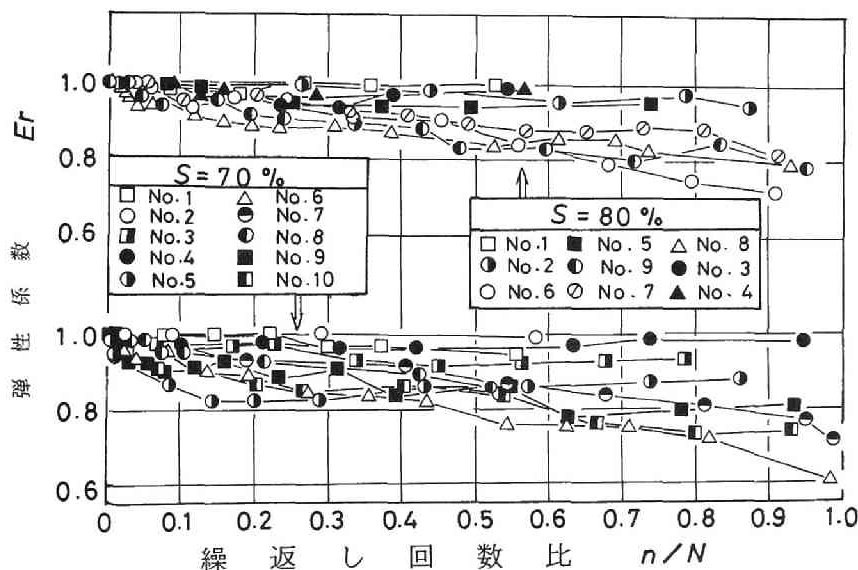


図 3.10(A) 高速（V=5 Hz.）



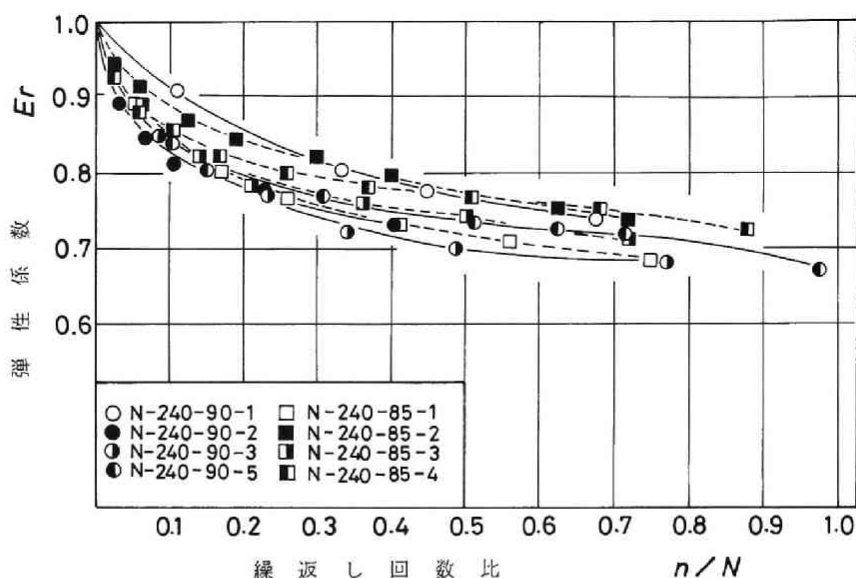


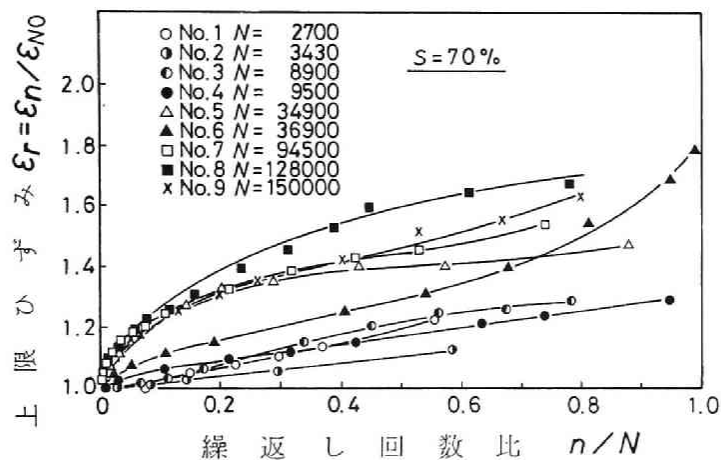
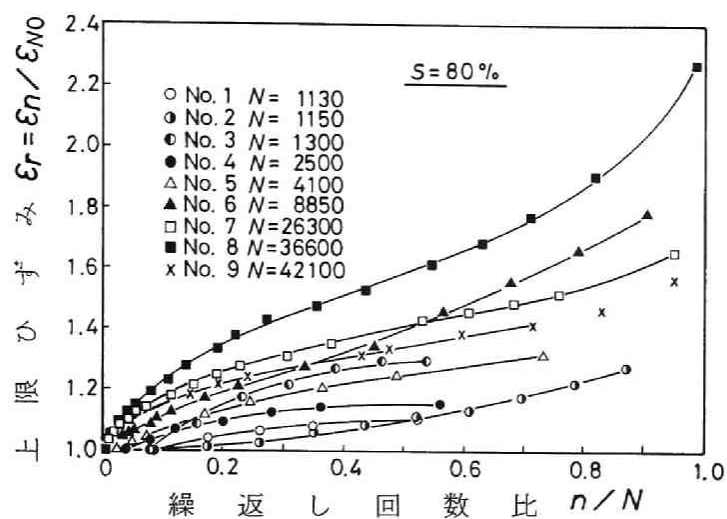
図 3.10(B) 低速 ( $V=1/30$  Hz.)

図 3.10 繰返し載荷回数に伴う弾性係数の変化

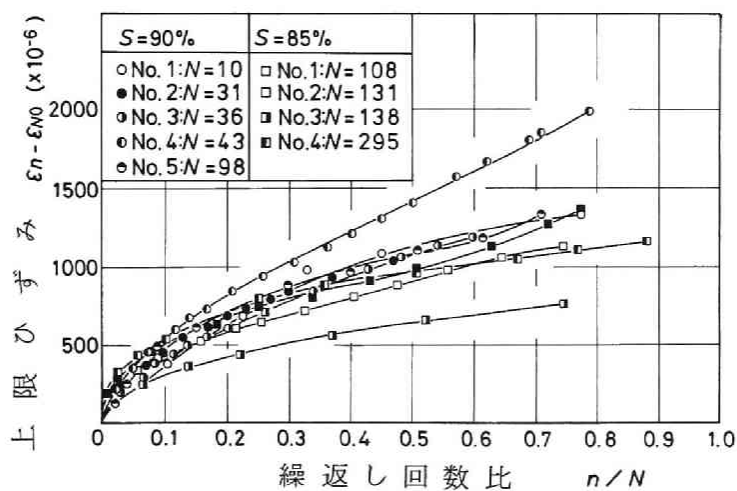
し載荷回数 ( $n$ ) と疲労寿命 ( $N$ ) との比) で、縦軸は、基準載荷回数 (高速載荷においては  $n=100$  回, 低速載荷においては  $n=1$  回) における弾性係数に対する割合で示している。なお、弾性係数は静的強度の  $1/3$  の応力と下限応力との割線弾性係数である。図より、供試体間でかなりのばらつきがあるが、一般に弾性係数は荷重の繰返しに伴って徐々に低下する。この低下の傾向は、高速よりも低速の繰返し載荷において顕著に現われているが、同一繰返し載荷速度における弾性係数は、載荷する応力比の大きさにかかわらずほぼ同じ割合で低下している。

図 3.11 は、繰返し載荷に伴う上限応力比作用時のひずみ (上限ひずみ) の変化を示したものである。図の縦軸は、繰返し載荷回数  $n$  における上限ひずみ ( $\epsilon_n$ ) と基準載荷回数における上限ひずみ ( $\epsilon_{N0}$ ) との比 ( $\epsilon_r$ ) ないしは ( $\epsilon_n - \epsilon_{N0}$ ) の値を、横軸は繰返し回数比を採ったものである。図より、上限ひずみの変化は、繰返し載荷回数の初期 ( $n/N \leq 0.2$  程度) と破壊近く ( $n/N \geq 0.8$  程度) で大きく、これらの中間領域においてはほぼ一定の割合で増加している。すなわち、繰返し荷重を受けるコンクリートの上限ひずみは、遷移域、定常域、加速域の 3 つの部分に分けられるものと考えられる。このような曲線形状は、コンクリートの圧縮<sup>23)</sup>および著者らが行った引張クリープ破壊試験<sup>24)</sup>においても観察されている。そして各種材料のクリープ破壊を取扱う場合、その破壊特性を表わす 1 因子として定常クリープ速度 (クリープ曲線の直線部の傾き) が採られている。例えば阪田<sup>23)</sup>はコンクリートにおいて、栗原<sup>25)</sup>は粘土において、いずれも定常クリープ速度が小さくなればクリープ破壊時間が長くなることを明らかにし、定常クリープ速度を正確に求めることができれば、クリープ破壊時間をある程度正しく予測できると述べている。

このような考え方を繰返し荷重を受ける場合のひずみの増加速度に対して適用することを試みたのが図 3.12 で、上限ひずみ曲線の定常域におけるひずみ速度と疲労寿命との関係を両対数紙上に、プ



(A) 高速



(B) 低速

図3.11 繰返し荷重下における上限応力作用時のひずみの変化

ロットしたものである。すなわち、図3.12は、図3.11においてプロット点に直線関係が認められる繰返し回数比( $n/N$ )の区間 $[n_A/N, n_B/N]$ とその区間における上限ひずみ( $\epsilon_n$ )の増分 $\Delta\epsilon_{cr} = \epsilon_{n=n_B} - \epsilon_{n=n_A}$ を読み取り、これをもとに算定したひずみ速度( $\dot{\epsilon} = \Delta\epsilon_{cr}/\Delta n, \Delta n = n_B - n_A$ ：载荷1回当たりのひずみ増加)と各供試体の疲労寿命( $N$ )との関係を示したものである。供試体が少なく、ひずみの測定が難しいこともあって、測定値もかなりばらついているが、全体的な傾向として、ひずみ速度が低下するのに伴って疲労寿命は長くなる。また、繰返し载荷速度が疲労寿命に影響

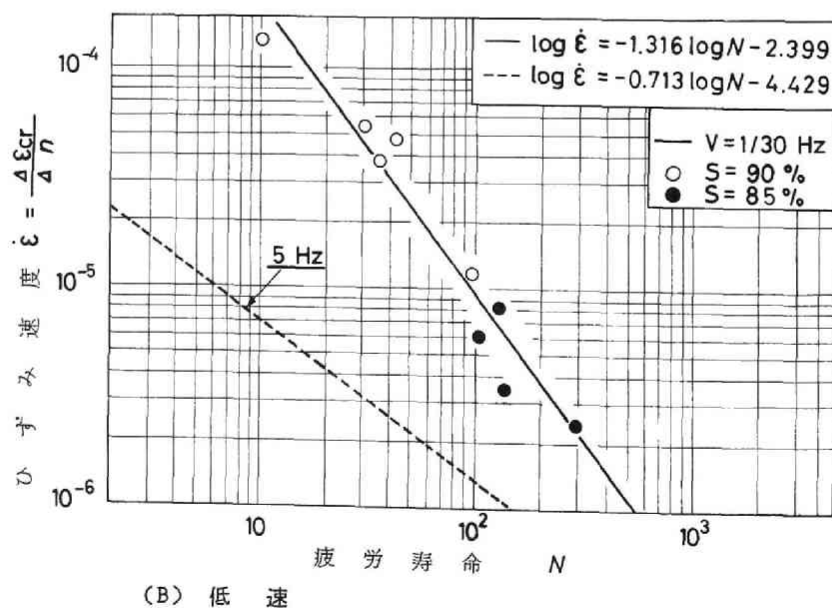
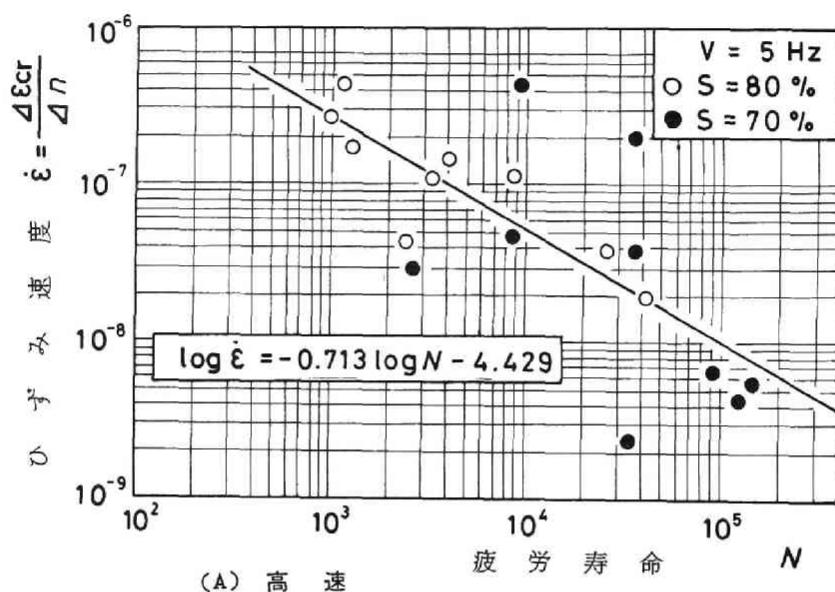


図3.12 定常域におけるひずみ速度と疲労寿命の関係( $n$ ：繰返し载荷回数)

響を及ぼすような載荷速度では、高応力比 ( $S \geq 85\%$ ) の場合、繰返し載荷速度が速くなるに伴って、同一疲労寿命に対するひずみ速度は大きくなる傾向が見られる。

### 3.6 本章の結論

本章においては、繰返し荷重下のコンクリートの疲労挙動を明確にするため、一定応力振幅の疲労試験を行い、疲労寿命の分布、試験法や試験に用いる強度や寸法の相違が疲労寿命に及ぼす影響および繰返し荷重下のコンクリートの変形特性について検討した。

以下に、本研究の結果明らかになった点を列挙し、本章の結論とする。

- 1) コンクリートの疲労寿命は同一応力比であっても著しくばらつき、結果を取扱う際には何らかの確率統計的な処理を施す必要がある。
- 2) 疲労寿命の分布形は、指数分布、McCall分布、2母数および3母数のワイブル分布、対数正規分布のいずれの分布形にも従う。このうち最も適合性の良いのは、3母数ワイブル分布と対数正規分布であるが、簡便さと実用性の面を考えれば対数正規分布で近似するのが適切であろう。
- 3) コンクリートの静的強度の変動係数が等しい場合、疲労寿命 ( $N$ ) のばらつきを  $\log N$  の標準偏差  $V(\log N)$  で表わせば、 $V(\log N)$  は供試体寸法が小さくなるとやや大きくなる。供試体寸法が同一の場合、応力比  $S = 85 \sim 70\%$  の範囲では、応力比の大きさによらず  $V(\log N)$  はほぼ等しい値を示す。
- 4) 供試体寸法や強度が平均疲労寿命 ( $\bar{N}$ ) に及ぼす影響は、供試体の高さ/直径比が2でかつ供試体直径と粗骨材最大寸法比5程度の供試体を用い、さらに応力比で整理すれば、これらの影響は無視できる。
- 5) 本研究で得られた  $S-\bar{N}$  線式、その他の研究者の  $S-\bar{N}$  線式を総合評価すれば、コンクリートの圧縮疲労寿命は応力比 ( $S$ ) が5%減少するに伴って1オーダー長くなる。
- 6) 応力比  $S = 90\%$  の場合の結果によると、繰返し載荷速度が疲労寿命に及ぼす影響は、0.01 Hz. から0.1 Hz. の間で大きい。0.1 Hz. から5 Hz. , さらにKeslerらの結果を併せて考えれば15 Hz. までの範囲においては疲労寿命に差がないといえる。
- 7) 繰返し荷重下におけるコンクリートの応力～ひずみ曲線は、初載荷時での上凸な状態から直ちに直線ないしは下に凸な曲線に変わり、破壊近傍でS字形となる。
- 8) 繰返し載荷回数に伴う上限荷重作用時のひずみ曲線はクリープ破壊曲線と同一形状、すなわち、遷移、定常、加速領域をもつ形状を示す。この定常域におけるひずみ速度と疲労寿命の間にはかなり密接な関係があり、これらの関係は両対数紙上で直線式によって表わされる。
- 9) 同一応力比の同一繰返し回数におけるサイクリッククリープは、繰返し載荷速度0.1 Hz. から5 Hz. の範囲においては差がないが、0.1 Hz. 以下においては繰返し載荷速度が遅くなるに伴ってかなり大きくなる。

### < 第3章 参 考 文 献 >

- 1) Van Ornum, J.L. ; "The Fatigue of Cement Products", Transactions, ASCE, Vol. 51, 1903, pp. 443~445.
- 2) 土木学会関西支部 ; "鉄筋コンクリート床版の損傷と疲労設計へのアプローチ", 鉄筋コンクリート床版疲労設計委員会報告, 1977.7.
- 3) 中村修吾 ; "コンクリート構造物の早期劣化の問題点 — 材料・施工・維持管理 —", 土木学会第38回年次講演会, 研究討論資料, 1983.9, pp. 18~23.
- 4) 濱田譲, 児島孝之, 水元義久 ; "エポキシ樹脂により補強された鉄筋コンクリートはりの疲労性状に関する実験的研究", 土木学会第39回年次学術講演会講演概要集, 第5部, 1984.10, pp. 73~74.
- 5) 例えば 川崎秀明, 松下博通 ; "高強度コンクリートの圧縮疲労に関する研究", 土木学会第34回年次学術講演会講演概要集, 第5部, 1979.10, pp. 249~250.
- 6) 例えば 松本嘉司 ; "高張力異形鉄筋について", 土木学会コンクリート・ライブラリー, 第3号, 異形鉄筋を用いた鉄筋コンクリート構造物の設計例, 1968, pp. 87~92.
- 7) Knut Waagaard ; "Fatigue Strength Evaluation of Offshore Concrete Structures", IABSE Proceedings P-56/82, 1982, pp. 97~114.
- 8) B.C.Gerwick, Jr. ; "High-Amplitude Low-Cycle Fatigue in Concrete Sea Structures", Journal of PCI, Sep.-Oct., 1981, pp. 82~96.
- 9) W.S.Paterson ; "Fatigue of Reinforced Concrete in Sea Water", ACI Publication SP-65, Performance of Concrete in Marine Environment, 1980, pp. 419~436.
- 10) W.S.Paterson, M.J.Dill and R.Newby ; "Concrete in the Oceans, Fatigue Strength of Reinforced Concrete in Seawater", CIRIA/USG-Cement and Concrete Association-Department of Energy, 1981, pp. 1~31.
- 11) 六車熙, 渡辺史夫, 他 ; "水中でのコンクリート系部材の低サイクル疲労", セメント技術年報, 第37巻, 1983, pp. 302~305.
- 12) 土木学会 ; "コンクリート標準示方書", 昭和55年版, 1980, p. 43.
- 13) 横堀武夫 ; "材料強度学", 技報堂, 1969, pp. 6~7.
- 14) 伊藤学, 亀田弘行訳 ; "土木建築のための確率・統計の基礎", 丸善, 1977, pp. 274~275.
- 15) N.K.Raju ; "Comparative Study of the Fatigue Behavior of Concrete, Mortar and Paste in Uniaxial Compression", Journal of the ACI, June 1970, pp. 461~463.
- 16) F.S.Ople, Jr. and C.L.Hulsbos ; "Probable Fatigue Life of Plain Concrete with

Stress Gradient", Journal of the ACI, No.63-2, January 1966, pp.59~80.

- 17) J.C.Antrim and J.F.McLaughlin ; "Fatigue Study of Air-Entrained Concrete", Journal of the ACI, Vol.30, No.11, May 1959, pp.1173~1182.
- 18) E.W.Bennet and S.E.Muir ; "Some Fatigue Tests of High Strengthen Concrete in Axial Compression", Magazine of Concrete Research, Vol.19, No.59, 1967, pp.113~117.
- 19) 阪田憲次, 木山英郎, 西林新蔵 ; "統計的处理によるコンクリートの疲労寿命に関する研究", 土木学会論文報告集, No.198, 1972, pp.107~114.
- 20) 松下博通, 徳光善治 ; "コンクリートの圧縮疲労試験", 土木学会第27回年次学術講演会講演概要集, 第5部, 1972.10, pp.43~44.
- 21) 畑野正, 渡辺啓行 ; "周期的圧縮荷重によるコンクリートの疲労破壊", 土木学会論文報告集, 第185号, 1971.1, pp.51~60.
- 22) C.E.Kesler ; "Effect of Speed of Testing of Flexural Strength of Plain Concrete", Proceedings of Highway Research Board, Vol.32, 1953.
- 23) 西林新蔵, 阪田憲次 ; "コンクリートのクリープ破壊に関する研究", 材料, Vol.26, No.290, 1977, pp.1091~1096.
- 24) 西林新蔵, 木山英郎, 阪田憲次, 井上正一 ; "引張高応力下におけるコンクリートの時間依存的挙動に関する研究", 材料, Vol.26, No.290, 1977, pp.1085~1090.
- 25) 栗原則夫 ; "粘土のクリープ破壊に関する実験的研究", 土木学会論文報告集, 第202号, 1972.6, pp.59~71.









## 第4章 変動繰返し圧縮応力下のコンクリートの疲労特性 に関する研究

### 4.1 概 説

陸上および海洋構造物の多くは、時間とともに荷重の大きさや周期が不規則に変化するランダム荷重を受けている。このような条件下で、コンクリート部材や構造物の合理的な設計を行い、かつ耐用期間中に構造物がその機能を十分に発揮することを保証するためには、ランダム荷重下におけるコンクリートの疲労特性を十分に解明しておく必要がある。しかしながら、実働のランダム荷重の種類は無限に多く、実験室においてこれらの実働応力を再現した疲労試験を行うことは困難な場合が多い。したがって、実験室においては一定応力振幅の疲労試験を行い、その結果を用いてランダム荷重下の疲労特性、とりわけ疲労寿命を推定する方法の確立が強く望まれている。

このような要請にこたえるものとしてマイナー則があり、金属材料の疲労の設計にはこの法則が広く用いられている。しかし、コンクリート材料に関しては、ランダム荷重下の疲労を取扱った研究はきわめて少なく、疲労寿命の推定にマイナー則を用いることの適否については議論の分かれているのが現状である。

設計面におけるランダム荷重下の疲労寿命の取り扱い方についてみると、土木学会のコンクリート構造の限界状態設計法指針(案)<sup>1)</sup>やCEB-FIPのモデルコード<sup>2)</sup>さらには海洋コンクリート構造を対象としたノルウェーの規準<sup>3)</sup>においては、繰返し荷重の影響が大きい場合にはマイナー則や修正マイナー則によって損傷度評価を行い、疲労に対する安全性を検討することが規定されている。一方、海洋構造物を対象としたFIP<sup>4)</sup>、ACI<sup>5)</sup>規準では使用設計荷重作用時の応力を制限することによって疲労に対する安全性の検討を省略している。このように手法は異なるものの、いずれの規準も現行の弾性設計においては考慮されてこなかったコンクリートの疲労に対処している点で一致しているといえる。このような背景、さらには今後各国で限界状態設計法が採用されるであろう状況を考えた場合、ランダム荷重下におけるコンクリートの疲労特性を明確化し、これを設計に的確に反映させる方法を確立する必要があるものと考えられる。

本章は、ランダム荷重を受けるコンクリートの疲労特性、とりわけ疲労寿命を推定する方法を確立することを目的として行った研究結果について述べたものである。すなわち、2段階、3段階の重複応力疲労試験と、外荷重として、応力とその作用頻度を表わすモデルに数種の代表的な確率密度関数を用いた変動応力試験を実施している。これらの試験で得られた疲労寿命の結果は、累積繰返し回数比の概念を用いて評価し、その確率分布特性を検討する。さらに3章で得られた一定応力振幅試験からランダム荷重下の疲労寿命を推定しうる可能性について検討し、併せてマイナー則の適用性について考察を加える。

マイナー則の適用性については、この仮説の原点にもどり、下記 2 項目を詳細に検討した結果にもとづいて、マイナー則の適否をランダム荷重の性質や試験法との関連において考察する。

- i) 変動応力下における疲労損傷速度は一定である。すなわち、線形の被害則が成立するか否かを信頼性理論における故障率の概念を用いて評価する。
- ii) マイナー則による破壊条件として累積繰返し回数比の平均値 ( $\bar{M}$ ) が  $\bar{M}=1$  を満足するかどうかを確率統計的な処理のもとに評価する。

また、より合理的な設計を行うため構造物の重要度に応じて定まる破壊確率 ( $P_f = 1 - P$ ,  $P$ : 生存確率) を考慮した累積繰返し回数比の値の決定法について言及し、これを疲労破壊の安全性照査のための設計用値として用いることを提案する。

## 4.2 累積繰返し回数比とその統計的処理

コンクリートの疲労は、漸進的かつ永久的な材料の内部構造の変化過程で、これらの過程は荷重の繰返し回数とともに変化するが、一般にはマイクロクラックの生長と伝播に起因して最終的に破壊するといわれている。しかし、コンクリートの疲労破壊機構については、ただ 1 種類の確定的な物理過程でなく、本質的に違った幾つもの過程の組み合わせによって起こっていると考えられる。このため、これら過程を全て明確にしていくのは現状では不可能であり、実用的な面から変動応力下の疲労寿命を予測する種々の仮説が提案されている。

Newmark ら<sup>6)</sup> は、疲労過程においては、荷重の繰返し回数の増加に伴って損傷<sup>注1</sup>が漸次累積してゆき、損傷度 ( $D$ ) が 1 になったとき供試体は破壊すると考えた。これが損傷度仮説で、図 4.1 に示すように横軸に繰返し回数比  $R(S) = n(S)/N(S)$  ( $n(S)$ ,  $N(S)$ : それぞれ応力比  $S$  における載荷繰返し回数と疲労寿命) を、縦軸に損傷度  $D$  を採り、 $D$  と  $R(S)$  の関係を  $D = R(S)^{\nu(S)}$  としてべき項  $\nu(S)$  を実験によって求め疲労寿命を推定するものである。以下、図 4.1 に示す 2 段階重複応力試験を例にとり、この方法を説明する。

いま、応力比  $S = S_A$ ,  $S = S_B$  における定数  $\nu(S_A)$ ,  $\nu(S_B)$  が決定されたとする。 $\nu(S_A) \neq \nu(S_B)$  のとき、例えば  $\nu(S_A) = 3$ ,  $\nu(S_B) = 1/2$  のとき、応力比  $S = S_A$  で  $R(S_A) = 0.6$  まで載荷 (O-A) すると  $D = R(S_A)^{\nu(S_A)} = (0.6)^3 \doteq 0.2$  損傷し、その後応力比を  $S_B$  に変化すると、 $D = 1$  となって供試体が破壊するまでの  $R(S_B)$  は、 $R(S_B) \doteq 0.95$  となる (B-G)。この結果、累積繰返し回数比 ( $M$ ) は  $M = R(S_A) + R(S_B) \doteq 1.55$  で破壊することになる。一方、荷重順序が反対のとき、 $S = S_B$  で  $R(S_B) = 0.05$  まで載荷 (O-B) すると  $D \doteq 0.2$ , その後応力比を  $S = S_A$  に変化すると  $R(S_A) = 1 - 0.6 = 0.4$  となる (A-G), すなわち  $M \doteq 0.45$  で供試体は破壊することになる。この仮説は荷重順序が疲労寿命に及ぼす影響を考慮できるが、 $R(S) \leq 1$  でなければならない。このタイプの損傷度仮説が疲労寿命推定に適

注1 損傷: ここでいう損傷とは破壊に近づく現象を漠然とさし、その度合を損傷度といい、破壊は損傷度  $D = 1$  で起こる。

用されているが、 $R(S) > 1$ なる場合のあることがほとんどの研究で報告されており、コンクリートの場合にはこの仮設は適用できないといわれている<sup>7)</sup>。一方、 $\nu(S_A) = \nu(S_B)$ の場合、すなわち $D-R(S)$ 関係が1本の曲線で表わされる場合には、曲線形状や荷重順序によらず $M=1$ となる。これに対してマイナー則は、全ての応力比 $S$ に対して、 $\nu(S)=1$ の特殊な場合を示しており、これが線形の被害則といわれるゆえんである。

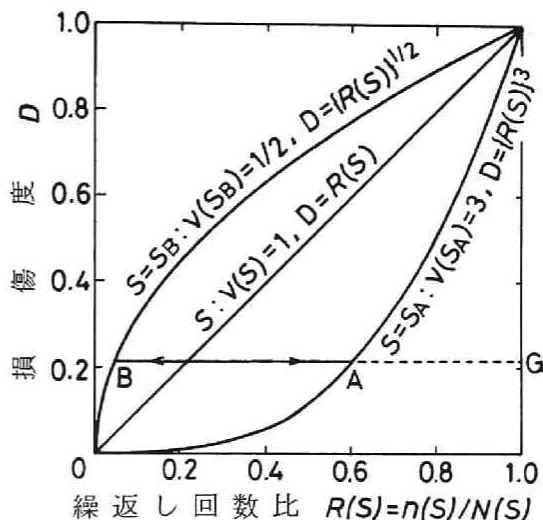


図 4.1 損傷度仮説の概略

本章では、 $D-R(S)$ 関係には触れずに、供試体が破壊に至るまでの繰返し回

数比の総和、すなわち累積繰返し回数比がどの程度の値で破壊するかを試みている。

種々の応力比 $S=S_j$ を $n_j$ 回ずつ受けて供試体が破壊するとき、累積繰返し回数比( $M$ )は次式で与えられる。

$$M = \sum_j (n_j / N_j) \quad \dots\dots\dots (4.1)$$

ここに、 $N_j$ は応力比 $S=S_j$ における疲労寿命である。

コンクリートの場合、 $N_j$ のばらつきが大きいので、ここでは $N_j$ の代わりに $S=S_j$ における平均疲労寿命( $\bar{N}_j$ )を用いることにする。このとき、累積繰返し回数比( $M$ )は式(4.2)で表わされる。

$$M = \sum_j (n_j / \bar{N}_j) \quad \dots\dots\dots (4.2)$$

$j=1$ なる一定応力振幅試験において、疲労寿命( $N$ )の分布が式(4.3)で表わされる対数正規分布に従うとき、

$$t = A_1 \log N + B_1 \quad \dots\dots\dots (4.3)$$

式(4.2)の $M$ は、 $n_1=N$ 、 $\bar{N}_1=\bar{N}$ とおくことによって式(4.4)なる関係が得られる。<sup>注2</sup>

注2 供試体総数を $l$ 、 $N$ あるいは $M$ を小さい順に並べたときの序数を $r$ 、その時の $N$ 、 $M$ の値を $N_r$ 、 $M_r$ 、また、 $\sum_{r=1}^l$ を $\Sigma$ で表わす。 $M$ 、 $N$ が対数正規分布するとき、

$m(\log M) = \Sigma \log M_r / l = \Sigma (\log N_r - m(\log N)) / l = 0$ 、 $(\because m(\log N) = \Sigma \log N_r / l)$ 。

$V(\log M) = \sqrt{\frac{\Sigma (\log M_r - m(\log M))^2}{l}} = \sqrt{\frac{\Sigma (\log M_r)^2}{l}} = \sqrt{\frac{\Sigma (\log N_r - m(\log N))^2}{l}} = V(\log N)$ 。

$$\left. \begin{aligned} M &= N / \bar{N} \Rightarrow \log M = \log N - m(\log N) \\ m(\log M) &= 0, \bar{M} = 10^{m(\log N)} = 1, V(\log M) = V(\log N) = 1/|A_1| \end{aligned} \right\} \dots (4.4)$$

上式は、 $N$ が対数正規分布に従うとき  $M$  も対数正規分布に従うこと、 $\log M$ の平均値(期待値)  $m(\log M)$ が0、すなわち平均累積繰返し回数比 $\bar{M}=1$ であること、 $\log M$ と $\log N$ の標準偏差  $V(\log M), V(\log N)$ が等しく、 $V(\log M)$ は、一定応力振幅試験において各応力比ごとに決定した式(3.5)の係数 $A_1$ (図3.2参照)を用いて与えられることを示している。すなわち、 $M$ の回帰分析結果は式(4.5)で表わされる。

$$t = \phi^{-1}(P(M)) = A_1 \log M + 0 \dots\dots\dots (4.5)$$

このような事実を踏まえ、ここでは $h$ ( $h=2$  or  $3$ )段階応力試験および変動応力試験におけるに対して次式の回帰式で表わされる対数正規分布への当てはめを検討することにする。

$$t = \phi^{-1}(P(M)) = A \log M + B \dots\dots\dots (4.6)$$

$M$ の分布が式(4.6)で表わされる対数正規分布に従うとき、 $\log M$ の平均値 $m(\log M)$ 、すなわち  $P(M)=0.5$ ( $t=0$ )に相応する $\log M$ の値、平均累積繰返し回数比 $\bar{M}$ 、 $\log M$ の標準偏差  $V(\log M)$ は式(4.7)で与えられる。

$$m(\log M) = -B/A, \bar{M} = 10^{-B/A}, V(\log M) = 1/|A| \dots\dots\dots (4.7)$$

式(4.7)における $A, B$ の値を式(4.6)に代入して整理すると

$$\log M = m(\log M) - t \cdot V(\log M) \dots\dots\dots (4.8)$$

となる。上式の $m(\log M)$ と $V(\log M)$ は、対数正規分布の形を特徴づける母数であり、これらを知ることによって $M$ の確率分布特性が把握できることになる。

### 4.3 実験計画と実験方法

#### (1) 使用材料と供試体

実験に採用した示方配合を表4.1に、疲労試験実施直前に行った各バッチごとの静的強度試験の結果

表4.1 示方配合

配合	粗骨材の 最大寸法 (mm)	スランブ (cm)	空気量 (%)	W/C (%)	s/a (%)	単 位 量 (kg/m <sup>3</sup> )				混和剤 C×0.25 (%)	供試体 寸 法 (cm)
						水 W	セメント C	細骨材 S	粗骨材 G		
I	20	5±1	5	66	43	165	250	786	1074	P <sub>0zz</sub> . Na 8	φ10×20
II	15	5±1	5	61	46	170	280	823	1004	P <sub>0zz</sub> . Na 70	φ7.5×15
III	20	5±1	5	65	43	163	250	792	1090	P <sub>0zz</sub> . Na 8	φ10×20

果を試験の種類とともに表 4.2 に示す。これらの供試体は、使用材料からコンクリートの練り混ぜ、打設、養生を含む供試体の作製、疲労試験時（林令 100 日以上）までの供試体の保存、準備状況に至るまで第 3 章の対応する配合と同一である。

## (2) 試験方法

疲労試験は (A) 2 段階、3 段階（以下  $h$  段階と称す）応力試験と (B) 変動応力試験とからなる。これらの試験はすべて、繰返し載荷速度 5 Hz. , 荷重と時間との関係は正弦波形のもとで行った。試験の概要を以下に述べる。

(A)  $h$  段階応力試験には容量 20 トンのパルセータ型疲労試験機を用い、供試体には配合 I の円柱供試体（ $\phi 10 \times 20 \text{ cm}$ ）を用いた。試験で設定した上限応力比（ $S = S_j$ ,  $j = 1, 2, \dots, h$  : 以下応力比と称す）は、疲労試験開始直前に行った各バッチごとの圧縮強度の平均値（ $\bar{f}_c$  : 表 4.2 参照）の百分率で表わし、 $S = 70 \sim 85\%$  の間で図 4.2 に示すような応力比を選んだ。試験は先行応力比  $S_1$  で  $n_1$  回載荷し、続いて応力比  $S_2$  で  $n_2, \dots, S_{h-1}$  で  $n_{h-1}$  回載荷したのち応力比を  $S_h$  に変化させて供試体が破壊するまでの載荷回数  $\sum_{j=1}^h n_j$  を測定した。本研究の場合、2 段階（ $h=2$ ）応力試験および 3 段階（ $h=3$ ）応力試験における  $n_1$  ないしは  $n_1, n_2$  は、それぞれ第 3 章の同一配合に対する  $h=1$  なる一定応力振幅試験で得られた応力比  $S=S_1, S=S_2$  における平均疲労寿命（ $\bar{N}(S)$  : 表 3.7 の  $\bar{N}$  参照）に設定繰返し回数比（ $R(S_1)=R_1, R(S_2)=R_2$ ）を乗ずることによって求

表 4.2 静的強度試験

配合	試験の種類	バッチ No	疲労試験実施時		
			圧縮強度 $\bar{f}_c$ (kgf/cm <sup>2</sup> )	供試体数 $l$	変動係数 CV( $\bar{f}_c$ )
I	$h$ 段階 応力試験	2	256	8	5.8%
		3	250	10	4.9%
		5	243	10	3.9%
II	変動応力試験 A シリーズ	6	413	8	3.2%
		7	409	6	3.3%
		8	430	6	2.3%
III	変動応力試験 B シリーズ	11	241	10	7.4%

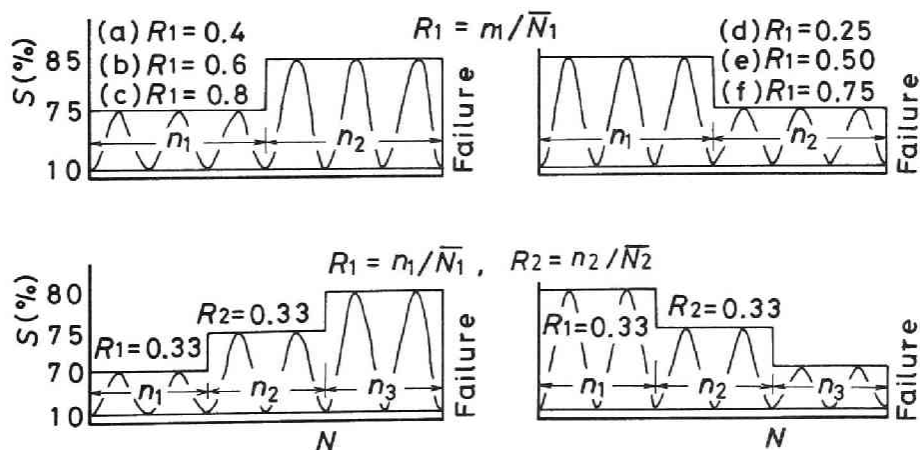


図 4.2  $h$  ( $h=2$  or  $3$ ) 段階応力試験の詳細

めた。なお、下限応力比 ( $S_{min}$ ) はすべて  $\bar{f}_c$  の 10% とした。

(B) 変動応力試験は、図 4.3 に示すような A シリーズと B シリーズからなる。A シリーズの試験には容量 25 トンの電気油圧サーボ機構を有する疲労試験機 (MTS 社製、京大設置) を用い、配合Ⅱの供試体 ( $\phi 7.5 \times 15 \text{ cm}$ ) を供した。一方、B シリーズの試験は、プログラマブル・ファンクションジェネレータが組込まれた容量 40 トンの電気油圧式サーボ機構を有する疲労試験機 (島津製作所製、岡山大学設置) と配合Ⅲの供試体 ( $\phi 10 \times 20 \text{ cm}$ ) を用いて行った。これらの試験で設定した上限応力比 ( $S$ ) は、各打設パッチごとの平均圧縮強度 ( $\bar{f}_c$ ) の 72~82 % の間で 3 ないし 5 水準を選び、下限応力比 ( $S_{min}$ ) は  $\bar{f}_c$  の 10% とした。

試験は、応力比 ( $S$ ) とその応力比が作用する頻度 ( $P^*(S)$ ) の関係を表わすモデルとして、図 4.3 に示すようなヒストグラムを採用し、これを 1 応力ブロックとする载荷を行った。図に示すこれらの分布モデルのうち、三角形 (略号 T) 分布は、道路橋の 1 等橋において疲労損傷に大きな影響を及ぼすと考えられる 11 トン以上の輪荷重の実測頻度結果<sup>8)</sup> がほぼ三角形分布を呈すること、正規 (略号 N) 分布は車線内における車輪通過位置の分布が正規分布を示す<sup>8)</sup> ので、輪重一定のもとで橋軸直角方向の所定断面におけるモーメントが正規分布になるとの仮定から設定した。また、指数 (略号 F, E, E') 分布モデルは、海洋における波高とその波高が生起する回数の関係が片対数紙上で直線にな

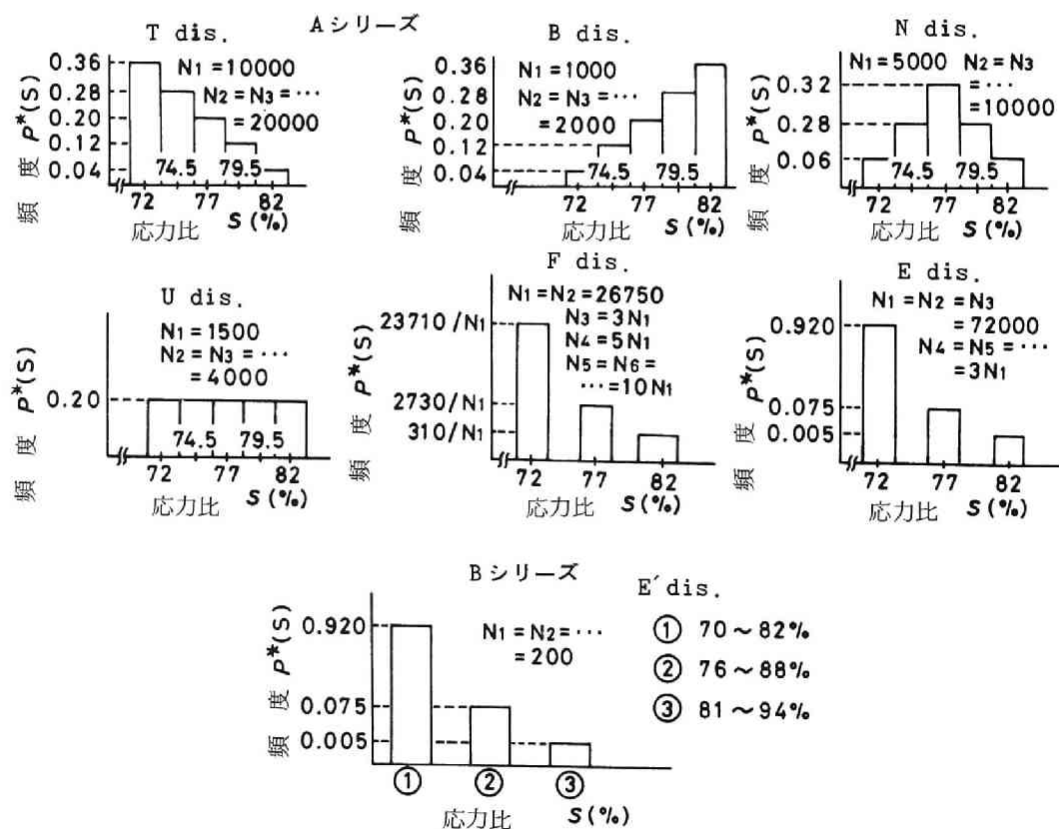


図 4.3 変動応力試験の詳細

り、さらに波高と構造物内の応力との間にはほぼ比例関係が成立するという事実<sup>9)</sup>を参考にして選定した。三角形(略号B)分布と矩形(略号U)分布は、応力比の作用頻度が疲労寿命に及ぼす影響を検討するために選んだ。

応力ブロック内の荷重順序  $j$  ( $j=1, \dots, 5$ ) 番目の応力比 ( $S_j$ ) は、設定応力比 ( $S=①72\%$ , ②74.5, ..., ⑤82%) に番号を付け、各供試体に①～⑤までの一様乱数5個からなる5けたの数字の順列を割りつけ、それぞれの数字に対応させて作用させる応力比の順序を決定した。つぎに、各応力比における载荷回数  $n_{i,j}(S_j)$  は、 $i$  ( $i=1, 2, \dots, u$ ) 番目の応力ブロック内の総载荷回数 ( $N_i$ ) を与えることによって、 $n_{i,j}(S_j)=N_i \cdot P^*(S=S_j)$  で算定される。試験は、全ての応力比を少くとも1回は受けるよう  $N_1$  に小さな値を選び、1番目の応力ブロック内の  $n_{1,1}(S_1)$  から  $n_{1,2}(S_2), \dots, n_{1,5}(S_5)$  の载荷、続いて第2応力ブロック内の  $n_{2,1}(S_1), \dots, n_{2,5}(S_5)$  の载荷と順次  $i$  を増加し、 $u$  番目の応力ブロック内の第  $k$  番目の応力比で供試体が破壊するときの回数  $n_{u,k}(S_k)$  を測定した。

#### 4.4 試験結果

h段階応力、変動応力試験の結果をそれぞれ表4.3, 4.4に示す。表中、 $r$  は順序統計量、 $P(M)$ ,  $t$  は式(4.9)から求めた生存確率と標準正規変量、 $S_j$  は荷重順序  $j$  (h段階応力:  $j=1, 2, \dots$ ; h, 変動応力:  $j=1, 2, 3$  or  $1, 2, \dots, 5$ ) 番目の応力比、 $n_j$  は応力比  $S_j$  の繰返し载荷回数、 $u$ ,  $S_k$  はそれぞれ変動応力試験における破壊時のブロック数とその時の応力比、 $\sum n$  は破壊に至るまで

表4.3 h ( $h=2$  or  $3$ ) 段階応力試験の結果

順序統計量 $r$	2 段階 応 力 試 験												3 段階 応 力 試 験			
	$S_1 = 85\% \rightarrow S_2 = 75\%$						$S_1 = 75\% \rightarrow S_2 = 85\%$						$S_1 = 80\% \rightarrow S_2 = 70\%$ $R_1 = R_2 = 0.33$ $n_1 = 3040$ $n_2 = 53610$		$S_1 = 70\% \rightarrow S_2 = 80\%$ $R_1 = R_2 = 0.33$ $n_1 = 170080$ $n_2 = 53610$	
	$R_1 = 0.25$ $n_1 = 160$		$R_1 = 0.50$ $n_1 = 320$		$R_1 = 0.75$ $n_1 = 480$		$R_1 = 0.4$ $n_1 = 64340$		$R_1 = 0.6$ $n_1 = 96500$		$R_1 = 0.8$ $n_1 = 128670$					
	$n_2(\times 10)$	$M$	$n_2(\times 10)$	$M$	$n_2(\times 10)$	$M$	$n_2(\times 10)$	$M$	$n_2(\times 10)$	$M$	$n_2(\times 10)$	$M$	$n_2(\times 10)$	$M$	$n_2(\times 10)$	$M$
1	0.957	*12	0.19	*12	0.19	*7	0.11	0.952	*3250	0.20	*3267	0.23	*3693	0.23	*140	0.15
2	0.913	*16	0.25	*17	0.27	*14	0.22	0.905	*3950	0.25	*4160	0.26	*4070	0.25	*243	0.27
3	0.870	19	0.25	*20	0.31	*17	0.27	0.857	*4770	0.30	*5810	0.36	*5530	0.34	*250	0.27
4	0.826	124	0.26	*22	0.34	*24	0.38	0.810	*5988	0.37	*6436	0.40	*5623	0.35	*295	0.32
5	0.783	169	0.26	*26	0.41	*30	0.47	0.762	28	0.84	*8315	0.52	*6200	0.39	*56	0.34
6	0.739	284	0.27	*28	0.44	*35	0.55	0.714	33	0.92	*8660	0.54	*8750	0.54	*111	0.34
7	0.696	526	0.28	143	0.51	*42	0.66	0.667	42	1.06	21	0.93	*10285	0.64	*236	0.35
8	0.652	605	0.29	373	0.52	*45	0.70	0.619	43	1.07	64	1.60	*11400	0.71	*564	0.37
9	0.609	751	0.30	570	0.54	*48	0.75	0.571	52	1.21	79	1.83	39	1.41	*158	0.41
10	0.565	1106	0.32	1388	0.59	15	0.75	0.524	76	1.59	83	1.90	50	1.58	*1901	0.45
11	0.522	1354	0.33	1606	0.60	177	0.76	0.476	82	1.68	84	1.91	67	1.85	2570	0.49
12	0.478	1955	0.37	3290	0.70	362	0.77	0.429	87	1.76	115	2.40	70	1.89	2571	0.49
13	0.435	3349	0.46	3440	0.71	763	0.80	0.381	111	2.13	139	2.77	75	1.97	2886	0.51
14	0.391	3479	0.47	4030	0.75	1013	0.81	0.333	123	2.32	150	2.94	78	2.02	3664	0.56
15	0.348	4764	0.55	4148	0.76	1347	0.83	0.286	151	2.76	162	3.13	113	2.57	2065	0.71
16	0.304	4873	0.55	4443	0.78	1789	0.86	0.238	264	4.53	225	4.12	119	2.66	3841	0.74
17	0.261	10486	0.90	16613	1.53	2997	0.94	0.190	327	5.51	255	4.58	155	3.22	13866	0.94
18	0.217	21849	1.61	18077	1.62	7197	1.20	0.143	334	5.63	264	4.73	278	5.14	17054	1.00
19	0.174	37026	2.55	19635	1.72	9337	1.33	0.095	401	6.67	268	4.79	347	6.22	21315	1.08
20	0.130	46131	3.02	21435	1.83	11347	1.46	0.048	661	10.73	518	8.69	889	14.69	67796	2.00
21	0.087	63949	4.23	26627	2.16	11697	1.48									
22	0.043	100009	6.48	95075	6.42	16682	1.79									

\* 第1応力比 ( $S=S_1$ ) で破壊したことを示す。  
 \*\* 第2応力比 ( $S=S_2$ ) で破壊したことを示す。

$\bar{N}(S): \bar{N}(85\%)=641 \quad \bar{N}(80\%)=9110$   
 $\bar{N}(75\%)=160840 \quad \bar{N}(70\%)=510250$



表 4.4 (A) 変動応力試験の結果

順 序 統 計	生 存 確 率 $r$	標準正 規変量 $l$	三角形分布モデル (T dis.)					三角形分布モデル (B dis.)					正規分布モデル (N dis.)					矩形分布モデル (U dis.)				
			荷 重 順 序 $S_j$	破 壊 時		累積 繰返し 回数比 $M$	荷 重 順 序 $S_j$	破 壊 時		累積 繰返し 回数比 $M$	荷 重 順 序 $S_j$	破 壊 時		累積 繰返し 回数比 $M$	荷 重 順 序 $S_j$	破 壊 時		累積 繰返し 回数比 $M$				
				応力 アップ 率 $u$	応力比 $S_k$			$\Sigma n$	応力 アップ 率 $u$			応力比 $S_k$	$\Sigma n$			応力 アップ 率 $u$	応力比 $S_k$		$\Sigma n$	応力 アップ 率 $u$	応力比 $S_k$	$\Sigma n$
1	0.952	1.665	54231	2	82	10160	0.33	34215	2	82	2480	0.25	13542	1	74.5	4900	0.24	35421	2	82	2710	0.26
2	0.905	1.311	42153	2	74.5	12690	0.47	23451	2	82	2900	0.40	25143	2	82	8140	0.36	51432	2	82	2240	0.34
3	0.857	1.067	21534	2	77	27040	0.64	53124	3	82	3390	0.52	54321	2	82	5530	0.40	14523	2	82	3740	0.38
4	0.810	0.876	51234	2	79.5	27730	0.66	45312	3	82	3880	0.54	34512	2	82	11150	0.58	24351	3	79.5	6970	0.50
5	0.762	0.712	31254	2	79.5	29580	0.81	15432	4	82	5220	0.71	12543	2	77	12660	0.68	43251	3	82	8200	0.62
6	0.714	0.566	25314	3	82	35750	0.92	25413	4	82	5490	0.74	52413	2	77	14030	0.71	32415	4	77	9690	0.77
7	0.667	0.431	43215	3	79.5	32220	1.02	51342	5	82	7010	0.94	24351	2	72	14440	0.73	21435	4	72	10310	0.77
8	0.619	0.303	51423	3	79.5	39050	1.17	24135	5	79.5	7450	0.95	41253	3	79.5	16490	0.85	45312	4	77	11150	1.07
9	0.571	0.180	54321	3	79.5	32180	1.19	54321	5	77	8400	1.18	14352	3	77	18630	0.96	15342	5	82	14450	1.14
10	0.524	0.060	12453	3	77	47250	1.34	42153	6	82	10120	1.32	12345	3	79.5	24060	1.02	52431	5	82	14090	1.27
11	0.476	-0.060	42531	4	79.5	50300	1.42	51243	6	82	9720	1.42	31452	3	82	21920	1.12	41352	5	82	16270	1.29
12	0.429	-0.180	25341	4	82	55930	1.53	43521	7	82	12080	1.56	34215	3	82	24990	1.21	31254	5	79.5	16790	1.36
13	0.381	-0.303	21453	4	79.5	64140	1.63	35241	8	79.5	14640	1.93	25134	4	82	28310	1.29	25134	5	79.5	17060	1.38
14	0.333	-0.431	14235	4	77	65390	1.64	25314	9	82	15730	2.16	14253	5	79.5	36380	1.77	41325	6	72	18690	1.48
15	0.286	-0.566	34152	4	82	64120	1.84	13254	10	79.5	18490	2.51	51324	6	82	45500	2.34	12345	6	82	21130	1.69
16	0.238	-0.712	15234	5	82	77890	2.17	41523	13	82	24040	3.25	23145	7	79.5	64010	2.96	23514	6	79.5	20830	1.69
17	0.190	-0.876	43512	7	82	117070	3.55	12345	14	77	25560	3.36	45132	7	82	58230	3.04	15324	10	79.5	37480	3.04
18	0.143	-1.067	12345	9	82	169610	4.64	52431	16	82	29590	4.06	53214	9	82	75520	3.82	54321	13	82	46270	3.92
19	0.095	-1.311	25413	10	79.5	178280	5.18	32145	22	77	41310	5.50	42315	11	79.5	95670	4.69	53142	19	79.5	72610	5.95
20	0.048	-1.665	45132	14	82	252990	7.36	13542	30	77	57220	7.65	43521	13	82	121540	6.15	32514	24	82	91790	7.48

注) ・荷重順序  $S_j$  : 例えば 34251  
 $S_1 = \textcircled{3} 77\%$ ,  $S_2 = \textcircled{4} 79.5\%$ ,  $S_3 = \textcircled{5} 82\%$ ,  $S_4 = \textcircled{1} 72\%$

表 4.4 (B) 変動応力試験の結果

順序 統計	生存 確率 $r$	標準正 規変量 $t$	指数分布モデル (F dis.)					指数分布モデル (E dis.)					指数分布モデル (E' dis.)				
			荷重順序 $S_1 \rightarrow S_2 \rightarrow S_3$ (%)	破壊時		累積 繰返し 回数比 $M$	荷重順序 $S_1 \rightarrow S_2 \rightarrow S_3$ (%)	破壊時		累積 繰返し 回数比 $M$	荷重順序 $S_1 \rightarrow S_2 \rightarrow S_3$ (%)	破壊時		累積 繰返し 回数比 $M$			
				応力ア ップ 率 $u$	応力比 $S_k$			応力ア ップ 率 $u$	応力比 $S_k$			応力ア ップ 率 $u$	応力比 $S_k$				
1	0.952	1.665	77 72 82	2	72	48760	0.28	82 77 72	1	72	21810	0.25	81 86 76	6	76	3100	0.12
2	0.905	1.311	72 77 82	3	72	77650	0.41	77 72 82	2	77	73390	0.36	79 74 84	61	74	12100	0.16
3	0.857	1.067	77 72 82	3	72	85830	0.54	77 82 72	2	77	76340	0.42	71 76 81	407	71	81300	0.22
4	0.810	0.876	82 77 72	3	77	56320	0.61	77 72 82	2	72	104260	0.49	82 77 88	22	77	4300	0.33
5	0.762	0.712	77 82 72	3	72	71930	0.70	77 72 82	2	72	115180	0.50	81 76 86	53	76	10500	0.39
6	0.714	0.566	77 82 72	3	72	78870	0.71	82 77 72	2	72	124860	0.62	82 77 72	511	72	102100	0.46
7	0.667	0.431	77 82 72	3	72	88800	0.72	72 77 82	3	72	174840	0.70	80 75 85	124	75	24700	0.54
8	0.619	0.303	72 77 82	4	72	109780	0.76	82 77 72	3	82	145720	0.72	89 84 78	19	78	3700	0.59
9	0.571	0.180	77 72 82	4	77	108450	0.78	77 82 72	3	82	149680	0.82	75 80 85	149	75	29700	0.65
10	0.524	0.060	77 72 82	4	72	215800	1.20	82 77 72	3	72	152120	0.88	80 85 75	156	75	31100	0.68
11	0.476	-0.060	82 77 72	4	72	144020	1.54	72 77 82	4	72	217290	0.98	87 82 77	60	77	11900	0.75
12	0.429	-0.180	82 77 72	4	72	168150	1.58	77 72 82	4	72	327520	1.48	84 79 90	18	79	3500	0.76
13	0.381	-0.303	82 77 72	5	82	241720	1.98	72 77 82	4	77	425470	1.53	84 90 79	34	79	6700	1.48
14	0.333	-0.431	77 82 72	5	77	259550	2.10	77 72 82	4	72	398960	1.59	79 84 73	755	73	150900	1.71
15	0.286	-0.566	72 77 82	5	77	486750	2.26	77 82 72	4	72	266480	1.70	83 88 78	97	78	19300	2.04
16	0.238	-0.712	72 77 82	5	77	494460	2.42	77 82 72	4	72	415200	1.94	86 80 75	433	86	86500	2.32
17	0.190	-0.876	72 77 82	6	72	714850	3.90	82 77 72	5	72	596160	2.86	82 87 93	16	82	3100	3.13
18	0.143	-1.067	82 77 72	6	72	754440	5.42	72 77 82	6	72	765460	3.13	94 88 82	18	82	3500	5.48
19	0.095	-1.311	77 82 72	7	77	777290	5.49	72 77 82	9	72	1344830	5.97	76 82 87	903	76	180500	9.80
20	0.048	-1.665	77 72 82	8	77	1055400	7.60	77 82 72	10	72	1892080	7.76	79 84 90	547	79	109300	23.84

注) ・荷重順序  $S_j$  : 例えば 85 80 75  
 $S_1 = 85\%$ ,  $S_2 = 80\%$ ,  $S_3 = 75\%$

の総繰返し載荷回数である。 $R_j$  は応力比  $S_j$  における繰返し回数比,  $M$  は累積繰返し回数比で,  $u = 1$  なる  $h$  段階応力試験においては式 (4.10) で, 変動応力試験においては式 (4.11) で定義し算定したものである。

$$P(M = M_r) = 1 - r / (l + 1) \quad , \quad t = \phi^{-1}(P(M)) \quad \cdots \cdots \cdots (4.9)$$

ここに,  $M_r$  は  $M$  を小さい順に並べたときの  $r$  番目の  $M$ ,  $l$  は同一試験条件に用いた供試体総数

$$h \text{ 段階応力} : M = \sum_{j=1}^h n_j / \bar{N}_j, \quad R_j = n_j / \bar{N}_j \quad \cdots \cdots (4.10)$$

ここに、 $\bar{N}_j$  は、一定応力振幅の疲労試験で得られた応力比  $S = S_j$  における平均疲労寿命で、図 3.2 に示す  $t-N$  線式に  $t = 0$  を代入して求めた値を用いた（表 4.3 中に併記）。

$$\text{変動応力} : M = \sum_{i=1}^{u-1} \left( \sum_{j=1}^{50r3} (n_{i,j}(S_j) / \bar{N}(S_j)) \right) + \sum_{j=1}^k (n_{u,j}(S_j) / \bar{N}(S_j)) \cdots \cdots (4.11)$$

ここに、 $\bar{N}(S_j)$  は  $S-\bar{N}$  線式から算定した  $S = S_j$  における平均疲労寿命で、ここでは 3 章の一定応力振幅試験で決定された式 (3.9) の  $S-\bar{N}$  線式、すなわち

$$\bar{N}(S) = 10^{(97.506 - S)/4.395}$$

を用いる。また、 $n_{i,j}(S_j)$  は  $i$  番目の応力ブロック内の荷重順序  $j$  番目の応力比  $S_j$  の繰返し載荷回数である。

## 4.5 変動応力下の疲労特性

### 4.5.1 疲労破壊の特性

コンクリートの疲労破壊の機構を考察するため、ここでは 2 章 2.3 節で述べた故障率の概念を適用する。式 (2.5) の  $T$  を  $M$  で置き換えた故障率  $\lambda(M)$  は、生存確率  $P(M)$  の対数を縦軸に、累積繰返し回数比 ( $M$ ) を横軸にプロットしたときの右下りの勾配から求められる。この  $\lambda(M)$  は、ある  $M$  の値まで破壊せず、それに続く単位  $M$  ( $M$  から  $M+1$  の間) 内に破壊する割合と定義され、 $\lambda(M)$  が一定値を示す場合、 $M$  で評価される疲労破壊の進行速度は一定であるといえる。

図 4.4 は、 $P(M)$  と  $M$  との関係を各試験条件ごとに図示したものである。2 段階応力試験のプロット点の傾きは、先行応力比  $S_1$  における繰返し回数比、すなわち荷重の大きさを変化させた点  $M = R_1$  を境に、先行応力比 ( $S_1$ ) が後行応力比 ( $S_2$ ) よりも小さい場合には減少、 $S_1$  が  $S_2$  よりも大き

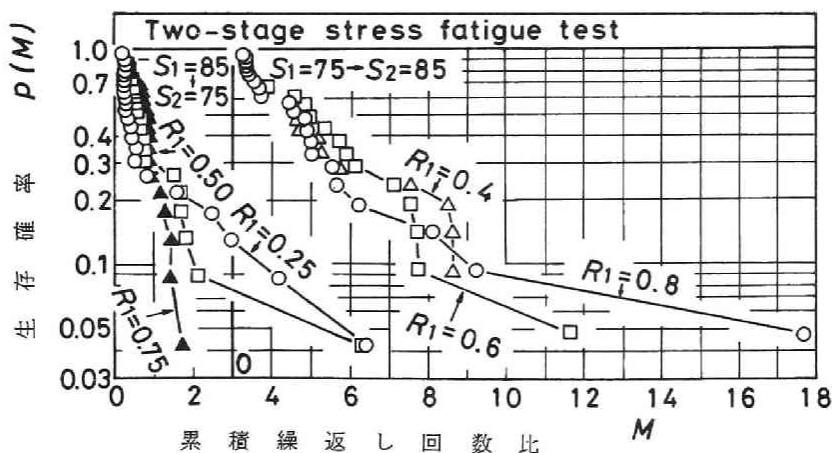


図 4.4(A) 2 段階応力試験

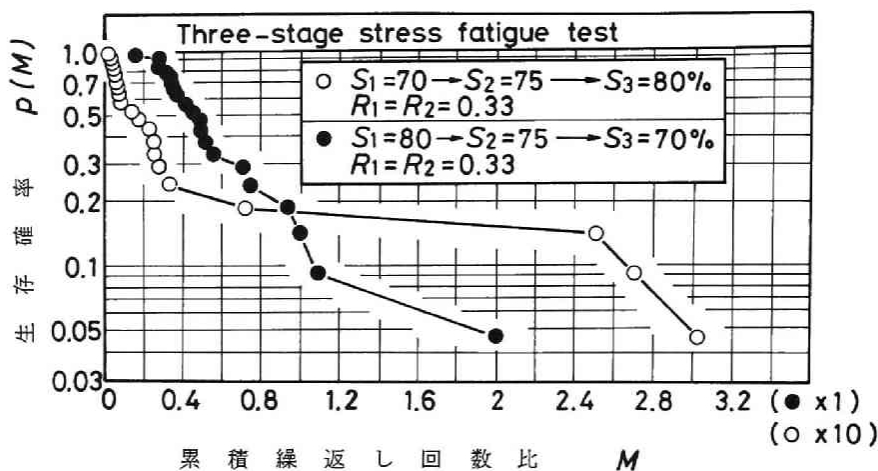


図 4.4(B) 3 段階応力試験

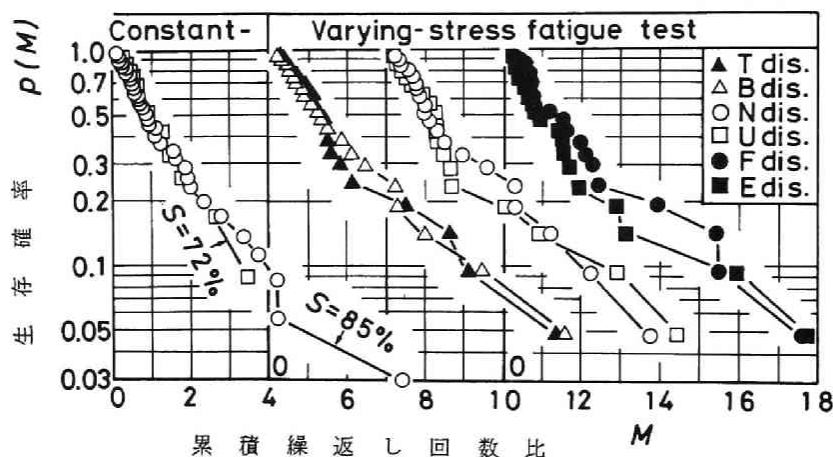


図 4.4(C) 一定および変動応力試験

図 4.4  $P(M)-M$  関係

い場合には増加する。同様の傾向は、3 段階応力試験における第 1 番目の応力比 ( $S_1$ ) と第 2 番目の応力比 ( $S_2$ ) および  $S_2$  と第 3 番目の応力比 ( $S_3$ ) の間にも観察され、故障率  $\lambda(M)$  は荷重順序の相違によって影響を受ける。一方、変動応力下における故障率  $\lambda(M)$  は、外荷重の分布モデルや荷重順序の相違による影響を顕著には受けず、ほぼ一定値を示し、かつその大きさは一定応力振幅下のそれとほぼ等しい値を示す。このことは、一定応力振幅下の疲労寿命の結果と関連づけて  $M$  でランダム荷重下の疲労寿命の推定が行える可能性のあることを示している。

つぎに、 $M$  が疲労寿命の評価値として適切であるかどうかを供試体の破壊状況から考えてみる。

図 4.5 は変動応力試験における設定応力比 ( $S=S_j$ ) とその応力比で破壊した供試体数  $l(S)$  の関係を示したものである。図中の計算値は、それぞれの分布モデルに対して次式から算定したもので

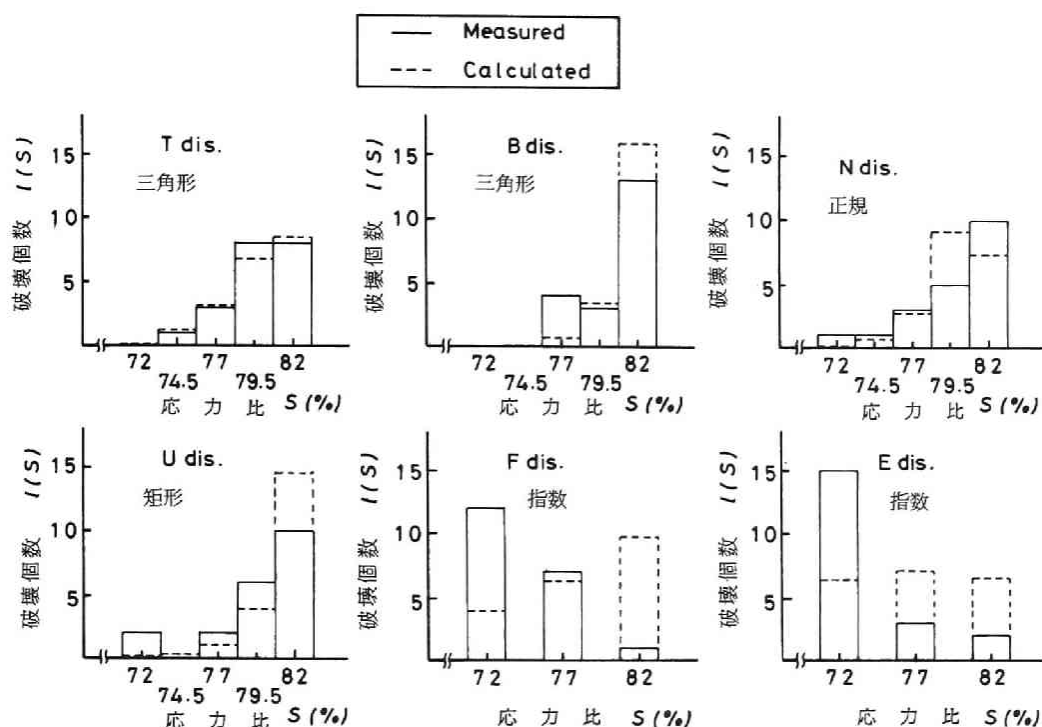


図 4.5 設定応力比と供試体破壊個数との関係 (dis : 分布モデルの略)

ある。

$$l(S=S_j) = l \cdot R_j / \sum_{j=1}^{5 \text{ or } 3} R_j \quad \text{ただし} \quad R_j = n_{1,j}(S_j) / \bar{N}(S_j) \quad \dots\dots\dots (4.12)$$

ここに、 $l$  は各分布モデルごとに試験した供試体総数、 $R_j$  は第 1 応力ブロック内における各応力比の繰返し回数比である。

図より、 $S = 82, 79.5\%$  の高応力比での設定繰返し回数比 ( $R_j$ ) が大きく、 $S = 72, 74.5\%$  の比較的低応力比での  $R_j$  が小さな三角形、正規、矩形分布モデルを採用した試験においては、各応力比における供試体破壊個数の実験値 (表 4.4 (A)~(C) 参照) と計算値はほぼ等しくなる。このことは、上述したような高応力比での損傷の程度の著しい分布モデルの場合、応力比  $S = S_j$  1 回の载荷によって  $1/\bar{N}(S_j)$  だけ損傷し、以後の载荷においてはこれらの和として疲労損傷が進行していることを示唆している。一方、低応力比での  $R_j$  が比較的大きい指数分布モデルにおいては、実験値と計算値との間に違いのあることが認められる。この差異は図 4.4 と関連づけることによって定性的に説明できる。すなわち、 $h$  段階応力試験の故障率  $\lambda(M)$  の結果は、低応力比から高応力比に移行した後の故障率は小さくなり破壊しにくくなること、一方、高応力比から低応力比に変化したとき故障率は大きくなり、破壊しやすくなることを示している。指数分布モデルにおいては、応力比の変化に伴う故障率の影響が現われ、供試体は高応力比で破壊しにくく、それに続く低応力比で破壊しやすくなった

ものと推察される。さらに、類似の分布モデルにおけるこのような傾向は応力の変動が頻繁に起こる場合ほど顕著に現われるようである（表 4.4 (D) の  $E'$  分布の  $S_k$  参照）。一方、高応力比での損傷の程度の大きい分布モデルの場合には、低応力比での载荷回数が少いため、高応力比から低応力比に移行するときの故障率の増加による影響を受けるまでには至らず、供試体はそれに続くより高い応力比で破壊したものと考えられる。しかし、本研究の変動応力試験においては、荷重順序をランダムに選定し、応力比の大きさをかなり頻繁に変化させたため、各分布モデルの故障率には顕著な差はない。したがって、ランダム荷重を取扱う場合には、 $M$  をパラメータとする疲労損傷はほぼ線形的に累積進行していると解してもよいようである。

#### 4.5.2 累積繰返し回数比 ( $M$ ) の分布とそのばらつき

故障率  $\lambda(M)$  が一定のとき、その分布形は指数分布で表わされる。しかし、 $\lambda(M)$  は厳密には一定でなく、一定応力振幅試験の疲労寿命の分布形への適合性は第 3 章でも述べたように対数正規分布の方が指数分布よりも優れている。したがって、ここでは  $h$  段階および変動応力試験における  $M$  に対して式 (4.6) で表わされる対数正規分布への当てはめを検討する。

図 4.6 は、生存確率  $P(M)$  と  $M$  との関係を示す。各試験条件ごとに対数正規確率紙上にプロットしたのである。表 4.5 には、式 (4.6) を最小 2 乗法によって決定した直線式（図中にも併記）および  $M$  の分布がこれらの直線式で表わされる対数正規分布に従うとして K-S 検定<sup>10)</sup> を行った結果を示す。なお、表には考察の便のため一定応力振幅試験の結果をも併せて示す。表より、隔りの最大値と限界値の比 ( $D_{max}/D_f$ ) は、一般に一定応力振幅試験、先行応力比  $S_1$  が後行応力比  $S_2$  よりも小さい 2 段階応力試験、変動応力試験、 $S_1$  が  $S_2$  より大きな 2 段階応力試験の順に大きくなっている。このことより、変動応力下の  $M$  の対数正規分布への適合性は、一定応力振幅下のそれより悪くなるが、K-S 検定結果によれば、いずれの試験条件においても、 $M$  の分布は有意水準 ( $\alpha$ ) 20 % で仮定した

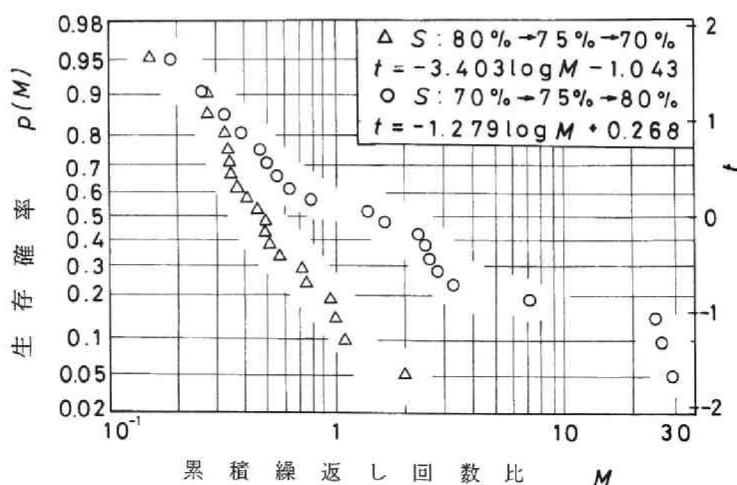


図 4.6(A) 3 段階応力

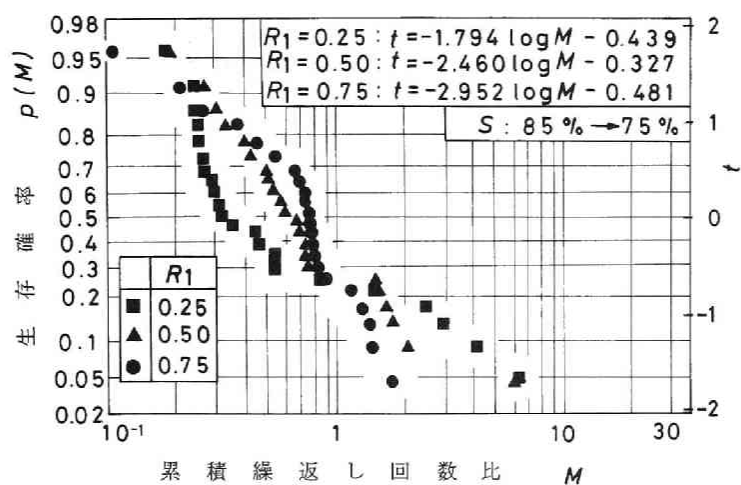


図 4.6(B) 2 段階応力 ( $S_1 > S_2$ )

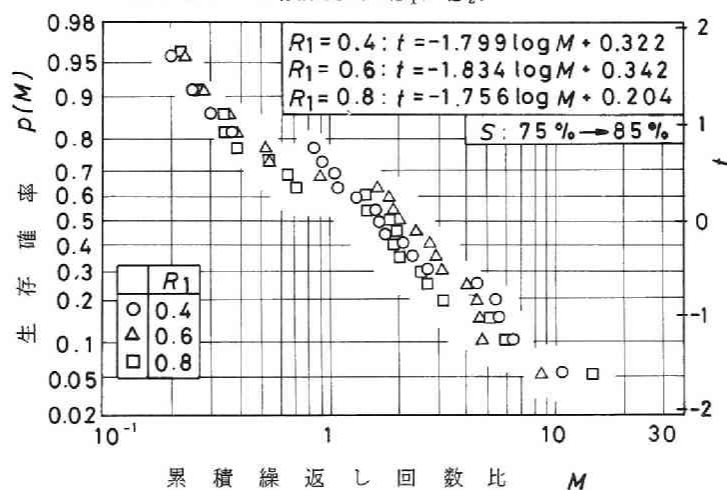


図 4.6(C) 2 段階応力 ( $S_1 < S_2$ )

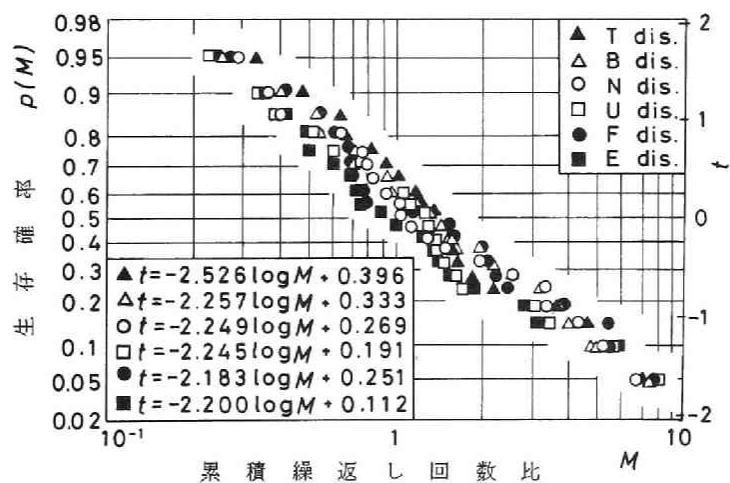


図 4.6(D) 変動応力 (A シリーズ)

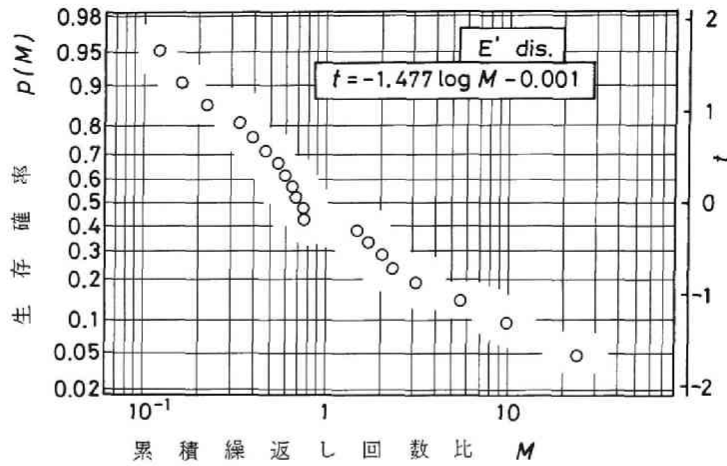


図 4.6 (E) 変動応力 (B シリーズ)

図 4.6  $P(M)-M$  関係

表 4.5 回帰分析と K-S 検定結果

応力比 $S$ (%)	回 帰 式 $t = A \log M$	隔りの 最大値 $D_{max}$	隔りの 限界値 $D_{t=20\%}$	$D_{max}/D_{t=20\%}$	供試体 総 数 $l$	$\bar{M}$	$V(\log M)$
72	$t = -2.405 \log M$	0.116	0.310	0.37	11	1	0.416
75	$t = -2.288 \log M$	0.066	0.190	0.35	30	1	0.437
77	$t = -2.190 \log M$	0.114	0.270	0.42	15	1	0.457
80	$t = -2.560 \log M$	0.082	0.190	0.43	30	1	0.391
82	$t = -2.025 \log M$	0.073	0.270	0.27	15	1	0.494
85	$t = -2.154 \log M$	0.060	0.182	0.33	34	1	0.464

応力比 $S$ (%)	$R_i^*$	回 帰 式 $t = A \log M + B$	隔りの 最大値 $D_{max}$	隔りの 限界値 $D_{t=20\%}$	$D_{max}/D_{t=20\%}$	供試体 総 数 $l$	$\bar{M}$	$V(\log M)$
$S_1 = 75$ ↓ $S_2 = 85$	0.4	$t = -1.779 \log M + 0.322$	0.100	0.230	0.43	20	1.52	0.562
	0.6	$t = -1.834 \log M + 0.342$	0.136		0.59		1.54	0.545
	0.8	$t = -1.756 \log M + 0.204$	0.096		0.42		1.31	0.569
$S_1 = 85$ ↓ $S_2 = 75$	0.25	$t = -1.794 \log M - 0.439$	0.198	0.222	0.89	22	0.57	0.557
	0.50	$t = -2.460 \log M - 0.327$	0.201		0.91		0.73	0.407
	0.75	$t = -2.952 \log M - 0.481$	0.155		0.70		0.69	0.339
80-75-70	0.33	$t = -3.403 \log M - 1.043$	0.127	0.230	0.55	20	0.49	0.294
70-75-80	0.33	$t = -1.279 \log M + 0.268$	0.147		0.64		1.62	0.782

\*  $R_i$  先行応力比 ( $S_1$ ) での繰返し回数比

分布モデル (略号)	回 帰 式 $t = A \log M + B$	隔りの 最大値 $D_{max}$	隔りの 限界値 $D_{t=20\%}$	$D_{max}/D_{t=20\%}$	供試体 総 数 $l$	$\bar{M}$	$V(\log M)$
三 角 形 (T)	$t = -2.526 \log M + 0.396$	0.142	0.230	0.62	20	1.43	0.396
三 角 形 (B)	$t = -2.257 \log M + 0.333$	0.059		0.26		1.40	0.443
正 規 (N)	$t = -2.294 \log M + 0.190$	0.072		0.31		1.21	0.436
矩 形 (U)	$t = -2.245 \log M + 0.191$	0.174		0.76		1.22	0.445
指 数 (F)	$t = -2.185 \log M + 0.292$	0.151		0.66		1.36	0.457
指 数 (E)	$t = -2.202 \log M + 0.110$	0.101		0.44		1.12	0.454
指 数 (E')	$t = -1.477 \log M - 0.001$	0.169		0.73		1.00	0.677

対数正規分布に従うといえる。

つぎに、各試験条件ごとに得られた $M$ の確率分布特性について考えてみる。

$M$ の分布が式(4.6)で表わされる対数正規分布に従うとき、この分布を決定する2つの母数、すなわち、 $\log M$ の平均値  $m(\log M)$  と標準偏差  $V(\log M)$  は、前記4.2節で展開した式(4.7)に表4.5中の係数A、Bを代入することによって算定できる。

図4.7は、一定応力振幅、2、3段階応力、変動応力の各試験条件ごとに得られた $\bar{M}=10^{m(\log M)}$ 、 $V(\log M)$ (表4.5参照)と、先行応力比における繰返し回数比( $R_1$ )ないしは外力荷重の分布モデルとの関係を示したものである。なお、一定応力振幅疲労試験の結果は式(4.4)より算定し、A図の右端( $R_1 > 1$ )にプロットしている。図4.7より、 $h$ 段階応力試験における $\bar{M}$ および $V(\log M)$ は、先行応力比と後続応力比の大小関係(荷重順序)の影響を受け、一般に先行応力比( $S_1$ )が後続応力比( $S_2$  or  $S_2, S_3$ )より小さい場合の $\bar{M}$ 、 $V(\log M)$ の両値はともに一定応力振幅試験における値よりも大きく、 $S_1$ が $S_2, S_3$ より大きい場合の $\bar{M}$ 、 $V(\log M)$ は逆に小さくなる。

図4.7の $\bar{M}$ をさらに詳細に考察してみる。2段階応力試験における $\bar{M}$ の値は0.57から1.54の範囲にある。試験条件は少ないが、3段階応力試験における $\bar{M}$ は0.49と1.62の値を採っている。これらの値は、先行応力比( $S_1$ )と後行応力比( $S_2$ )の大小関係(荷重順序)の影響を受け、 $S_1$ が $S_2$ より小さい場合には一定応力振幅試験における $\bar{M}=1$ より大きい値を、 $S_1$ が $S_2$ より大きい場合には1以下の値を示している。荷重順序が同一の場合、先行応力比における繰返し回数比( $R_1$ )が $\bar{M}$ に及ぼす影響は、 $R_1 = 0.5$ 近辺で $\bar{M}$ の値がやや大きく現われているが、荷重順序の影響に比べて小さいといえる。また、応力の段階数の増加が $\bar{M}$ に及ぼす影響は、ほぼ同一の $R_1$ に対する2、3段階応力試験の結果から判断して、応力の段階数の増加とともに荷重順序の影響をより顕著に受けるようになるものと推察される。一方、変動応力試験による $\bar{M}$ の値は1.00から1.42の範囲にある。この場合、2、3段階応力に比べて $\bar{M}$ の変動が小さく現われたのは、荷重順序をランダムに選定し、かつ全ての設定応力比が1回は作用するようにしたこと、さらには応力比の大きさを順次変化させることにより、 $h$ 段階応力試験に見られる荷重順序の影響が相殺されることによると考えられる。このため、変動応力試験の $\bar{M}$ は2段階応力試験の荷重順序の相違によって得られた $\bar{M}$ の中間的な値を示したものと考えられる。

つぎに、 $\log M$ の標準偏差 $V(\log M)$ についてみる。図4.7(B)中の変動応力試験における $E'$ 分布モデルは、他の試験に比べてコンクリートの静的強度のばらつきが大きく(変動係数7.4%)、さらに設定応力比も高い試験から得られたものであるため、ここでは除外して考える。図より明らかなように、 $h$ 段階応力試験における $V(\log M)$ は荷重順序の相違によって変化するが、変動応力試験における $V(\log M)$ は外力荷重の分布モデルの相違による差が小さく、さらに $h$ 段階応力試験の荷重順序の相違によって得られる $V(\log M)$ の中間的な値を採ることがわかる。いま、 $V(\log M)$ の値に着目すると、変動応力試験における $V(\log M)$ は0.40から0.46の範囲にあり、その算術平均は0.44となる。この値は、一定応力振幅試験における $V(\log M) = V(\log N)$ の範囲0.39から0.46、その算術平均0.44と(ほぼ)一致した値を示している。これらの結果より、 $M$ のばらつきを表わす指標であ



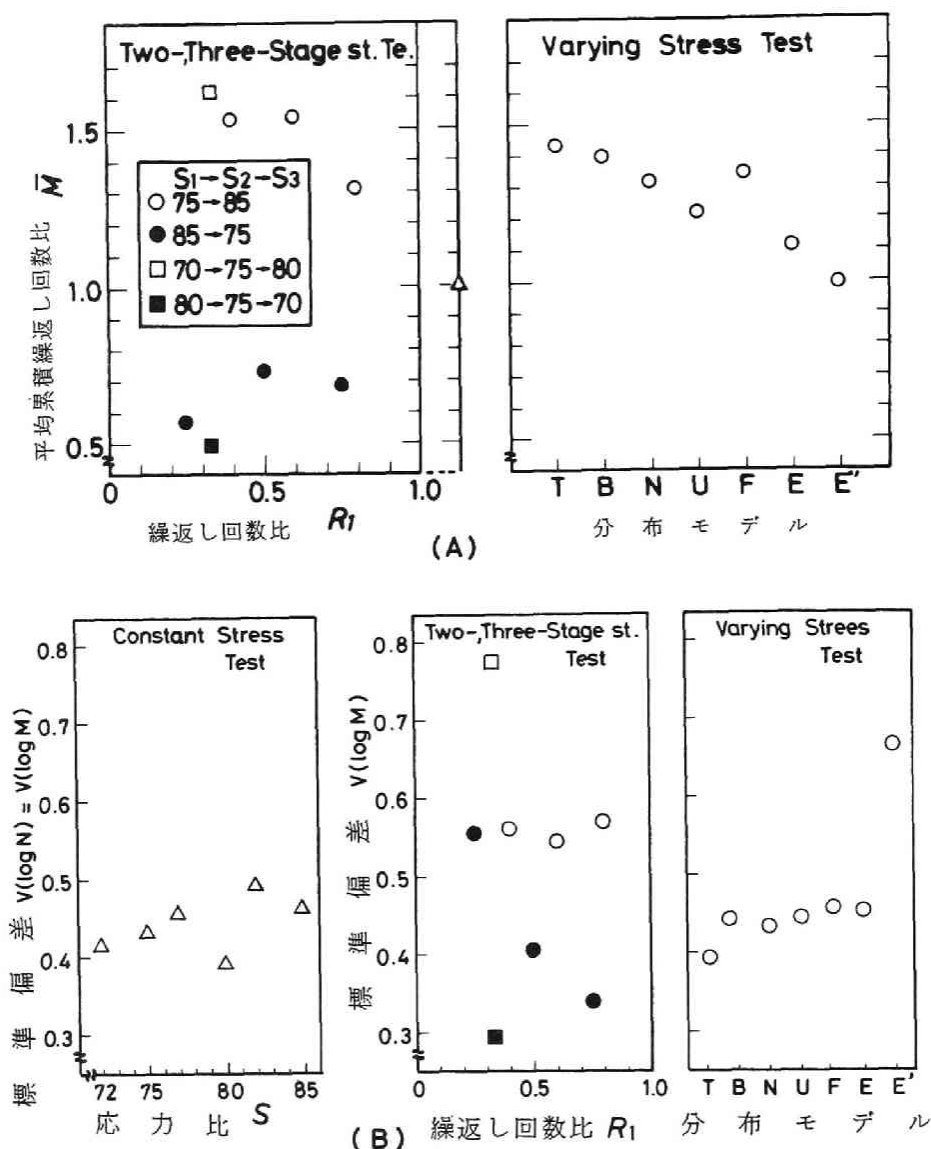


図 4.7 各試験条件ごとの平均累積繰返し回数比および標準偏差

る  $V(\log M)$  は、荷重の大きさが順次変化するようなランダム荷重下においては、荷重変動、荷重順序さらには外力荷重の分布モデルの相違の影響は現われにくく、その  $V(\log M)$  は、一定応力振幅試験の  $V(\log N)$  の特性からある程度推定できる可能性のあることを示している。

#### 4.6 マイナー則の適用性

変動繰返し荷重を受ける材料の疲労寿命を推定するために広く用いられている Palgren-Mimer 則 (以下マイナー則と称する) は、損傷度  $D=1$  で材料が破壊するとする Palgren 仮説と、 $D$  と累

積繰返し回数比 ( $M$ ) とは等価であるとするマイナー仮説を統合したものである。したがって、マイナー則に従えば、材料の破壊規範は、 $D=M=1$  で与えられる。しかし、種々の材料で構成されるコンクリートにおいては、疲労寿命の大きなばらつきのため、一般にはマクロ的な見地から平均累積繰返し回数比 ( $\bar{M}$ ) が 1 に近い値を採るか否かでマイナー則の適用性の可否を判断しているようである。

表 4.6 に従来行われてきたこの種研究<sup>7), 11)~14)</sup> による  $\bar{M}$  の値と、マイナー則の適否に関する各研究者の判断結果を示す。表中の  $\bar{M}$  の値は、試験された供試体数が少ない場合もあって、必ずしも確率統計的な手法を用いて決定されたものでないが、表より明らかなように、マイナー則の支持、不支持は  $\bar{M}$  の大小にはあまり関係していないことがわかる。このことは、マイナー則の成立、すなわち  $\bar{M}=1$  なる条件に対して、 $\bar{M}$  がどの程度の値を採ればマイナー則が成立すると見なしうかはきわめてあいまいで、各研究者の判断によって異なることを示すものである。ここでは、①一定応力振幅下の疲労寿命の結果からランダム荷重下の疲労寿命を推定しうる可能性があるかどうかをまず検討し、続いてより厳密な意味におけるマイナー則の成立条件である②破壊規準として  $\bar{M}=1$  を採用してよいかどうか、③線形の被害則が成立するかどうか、を確率統計的な観点から検討していく。

一定応力振幅試験の疲労寿命の結果から、ランダム荷重下の疲労寿命を推定しうるためには、これら両疲労寿命を評価するために用いるパラメータは、互いに密接に関係するものでなければならない。このような意味において、ここで採り上げた累積繰返し回数比 ( $M$ ) は、その分布形が一定応力振幅下および変動応力下で、ともに対数正規分布に従うため、疲労寿命を確率過程の問題として取り扱う場合の最小限度の要件は満たしているといえる。さらに、4.5.2 節で、変動応力試験による  $\log M$  の

表 4.6 他の研究者による試験結果とマイナー則の適用性の判断

試験の種類	荷重順序 研究者	$S_1 > S_2$		$S_1 < S_2$		$\bar{M}$	マイナー則の適用性
		$\bar{M}$	S.D.	$\bar{M}$	S.D.		
圧縮	Bennet ら <sup>11)</sup>	0.78	0.11	1.97	0.67	1.38	適ではないがほぼ適
	Tepfers ら <sup>12)</sup>	0.62 0.77	—	2.01 4.00	—	> 1*	適
	Weigler ら <sup>13)</sup>	3.28	5.55	2.10	4.35	2.69	適というわけでない
	松下 ら <sup>14)</sup>	0.82*	1.49*	1.68* 8.37*	0.83* 1.39*	—	適
	著者 ら	0.57* 0.73*	0.34* 0.56*	1.32* 1.43*	0.55* 0.57*	0.96*	適ではないがほぼ適
曲げ	Hilsdorf ら <sup>7)</sup>	1.28	0.57	0.71	0.27	1.00	適ではないが現状ではやむを得ない

$\bar{M}$  は  $S_1 > S_2$  と  $S_1 < S_2$  の  $\bar{M}$  の平均値

S.D. は  $\log M$  の標準偏差

\* は  $M$  の対数正規分布への当てはめを行った結果を示す。

標準偏差  $V(\log M)$  は一定応力振幅下の疲労寿命 ( $N$ ) の対数の標準偏差  $V(\log N)$  とほぼ等しいことを述べた。このとき式 (4.8) は式 (4.13) と書け、疲労寿命を  $M$  で評価する場合、変動応力下における疲労寿命のばらつきは本質的には一定応力振幅下におけるそれと変化しないことを示している。

$$\begin{aligned} \log M &= m(\log M) - t \cdot V(\log M) && \dots\dots\dots (4.8) \\ &\quad \downarrow \\ \log M &= m(\log M) - t \cdot V(\log N) && \dots\dots\dots (4.13) \end{aligned}$$

したがって、上式における  $m(\log M)$  の値を明確にできれば、一定応力振幅試験における  $V(\log N)$  の値をもとに、変動応力下の疲労寿命がその生存確率 ( $P(M) = \phi(t)$ ) をも考慮して推定できることになる。

そこで、次に②の問題、すなわち  $\bar{M} = 10^{m(\log M)}$  の値について考えてみる。

図 4.8 は荷重のランダム性を想定して、 $h$  ( $h=2, 3$ ) 段階応力試験に用いた供試体総数  $l$  (2 段階  $l=126$ , 3 段階  $l=40$ ) に対して、表 4.3 の  $M$  を小さい順にならべ換えたときに得られる生存確率  $P(M)$  と累積繰返し回数比 ( $M$ ) の関係をプロットしたものである。図中の直線式は、式 (4.6) を最小 2 乗法によって決定したものである。表 4.7 には、 $M$  がこれらの直線式で表わされる対数正規分布に従うとして、適合度の検定に  $\chi^2$  検定<sup>10)</sup> を行った結果を示す。表より、2 段階応力試験の  $M$  の分布は、有意水準 ( $\alpha$ ) 5% で仮定した対数正規分布に従うといえる。このとき、直線式より算定した平均累積繰返し回数比  $\bar{M}$  および  $\log M$  の標準偏差  $V(\log M)$  はそれぞれ  $\bar{M}=0.96$ ,  $V(\log M)=0.48$  となり、一定応力振幅試験の応力比  $S=75$ , 85% に対する  $\bar{M}=1$ ,  $V(\log M)=0.44$  および  $0.46$

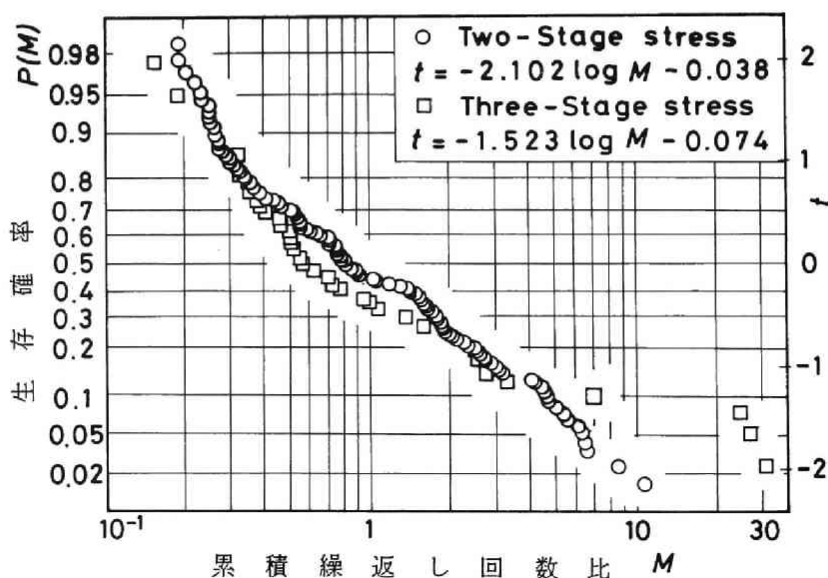


図 4.8  $h$  ( $h=2$  or  $3$ ) 段階応力試験における  $P(M)-M$  関係

(それぞれ図 4.7 参照) とほぼ等しい値を与えている。一方、本研究の変動応力試験による  $\bar{M}$  は 1.00 から 1.42 の範囲 (図 4.7 (A) 参照) にあり、 $\bar{M}$  の値は外力荷重の作用状況によってやや変動するものの、安全側の値として近似的には  $\bar{M}=1$  すなわち、 $m(\log M)=0$  を破壊規準として採用してもよいものと考えられる。

最後に、要件③の線形の被害則の成立に関する議論については 4.5.1 節疲労破壊の特性で述べた通りである。すなわち、累積繰返し回数比 ( $M$ ) をパラメータとする故障率  $\lambda(M)$  は、一定および変動応力下ではほぼ一定値を示し (図 4.4 (C))、線形の被害則が成立するといえる。一方、 $h$  段階応力試験における  $\lambda(M)$  は、 $M$  の増加に伴って、とくに荷重の変動点を境に大きな変化を示し、線形の被害則は成立しない。また、この場合、 $\bar{M}$  の値は先行応力比 ( $S_1$ ) と後行応力比 ( $S_2$ ) の大小関係 (荷重順序) の影響を受け、 $S_1$  が  $S_2$  より大きい場合には  $\bar{M}$  は 1 以下、 $S_1$  が  $S_2$  より小さい場合には  $\bar{M}$  は 1 以上の値を示すことがわかる (図 4.7 (A))。

以上の結果を総合評価すれば、従来コンクリートに対して行われてきた 2 段階応力試験のような特殊な変動荷重下においては、マイナー則は成立しないといえる。しかし一方、本研究で行った変動応力試験のように荷重の大きさが比較的短期間で変化する一般のランダム荷重下においては、マイナー則の成立条件①、②、③を全てほぼ満足し、疲労寿命の推定にマイナー則がほぼ適用できるものと考えられる。

## 4.7 生存確率を考慮した確率累積繰返し回数比による疲労寿命

前節までにおいて、疲労寿命の評価値である累積繰返し回数比 ( $M$ ) には確率統計的な取扱いが必要であることを指摘した。このような観点から、疲労に対する安全性を考慮した設計として、土木学会“コンクリート構造の限界状態設計法指針 (案)”では、先に述べた  $S-\bar{N}$  線式の代わりに生存確率  $P=0.95$  を確保するように、安全側で見積った  $P-S-N$  線式を用い、かつ  $M=1$  として構造物の安全性を照査することを推奨している。<sup>1)</sup> 同様の設計手法が Det Norske Veritas (DNV) でも採用されており、この場合、生存確率  $P=0.98$  (2 シグマ) なる  $P-S-N$  線式と  $M=0.2$  を用いるよう規定している。<sup>15)</sup> しかし、これらいずれの設計法も、 $M$  や  $P$  に確定値を用いているため、ランダム荷重下における疲労破壊に対する安全性についてはきわめて不明確である。したがって、より合理的な設計法を確立する 1 アプローチとして、ここでは構造物の重要度に応じて定まる破壊確率  $P_f$  (1-

表 4.7  $\chi^2$  検定結果

P (M) の 区間分け	2 段階応力試験			3 段階応力試験		
	O	E	(O-E) <sup>2</sup>	O	E	(O-E) <sup>2</sup>
1 ~0. 875	17	15. 75	1. 56	5	10	25
0. 875~0. 750	18		5. 06			
0. 750~0. 625	16		0. 06	20		100
0. 625~0. 500	20		18. 06			
0. 500~0. 375	5		115. 56	7		9
0. 375~0. 250	20		18. 06			
0. 250~0. 125	14		3. 06	8		4
0. 125~ 0	16		0. 06			
Σ	126	126	161. 5	40	40	138
$\chi^2 = \Sigma((O-E)^2/E)$			10. 25		13. 8	
$\chi^2_{\alpha} = 5\%$			14. 07 (7)*		7. 81 (3)*	

O, E: P (M) の値の区間内にある供試体数の実験個数と期待個数  
(\*) : 自由度

$P, P$  : 生存確率) を考慮した確率累積繰返し回数比を決定し、これを設計用値 ( $M^*$ ) として用いる方法について検討する。

式 (4.10), (4.11) で定義した累積繰返し回数比 ( $M$ ) を  $M_P$  と表記し,  $M_P$  を  $P-S-N$  線式から評価することを試みる。このとき, 2 段階および変動応力試験における  $M_P$  は次式で表わされる。

$$\left. \begin{aligned} \text{2 段階} : M_P &= \sum_{j=1}^2 n_j / N_j (P/S_j) = n_1 / N_1 (P/S_1) + n_2 / N_2 (P/S_2) \\ \text{変 動} : M_P &= \sum_{i=1}^{u-1} \left( \sum_{j=1}^{3 \text{ or } 5} n_{i,j} (S_j) / N (P/S_j) \right) + \sum_{j=1}^k \left( n_{u,j} (S_j) / N (P/S_j) \right) \end{aligned} \right\} \dots (4.14)$$

ここに,  $N_j (P/S_j), N (P/S_j)$  はそれぞれ応力比  $S = S_j$  における任意の生存確率  $P(N) = P$  に相応する疲労寿命 (確率疲労寿命) で, 前者は  $P(N)-N$  線式から, 後者は  $P-S-N$  線式から算定した値を用いることにする。その他の記号については, 本章の 4.4 節と同様であり,  $P = 0.5$  に固定したとき,  $M$  と  $M_P$  は等しい評価値を与える。

このような評価法において,  $M_P$  が生存確率  $P$  の値に関係せず一定値を示すならば,  $M_P$  を確定値として与え, 任意の生存確率 ( $P$ ) に相応する疲労寿命が一定応力振幅試験における  $P(N)-N$  線式あるいは  $P-S-N$  線式を用いることによって推定できる。

表 4.8 に, 各応力比 ( $S = S_j$ ) ごとの  $P(N)-N$  線式 (図 3.2 参照), 供試体数  $l = 20$  としたときの順序統計量  $r$  に対応する生存確率  $P = 1 - r / (l + 1)$ , その  $P$  に相応する疲労寿命 ( $N_j (P/S_j)$ ), および  $P-S-N$  線式を示す。図 4.9 に  $P-S-N$  線式の 1 例を示す。図中のプロット点は, 各応力比ごとに同一の  $P$  に対する  $N_j (P/S_j)$  を示したもので,  $P-S-N$  線式はプロット点の直線回帰によって決定される。表 4.9 に, これらのデータを用いて算定した 2 段階および変動応力試験の  $M_P$  の計算結果を示す。

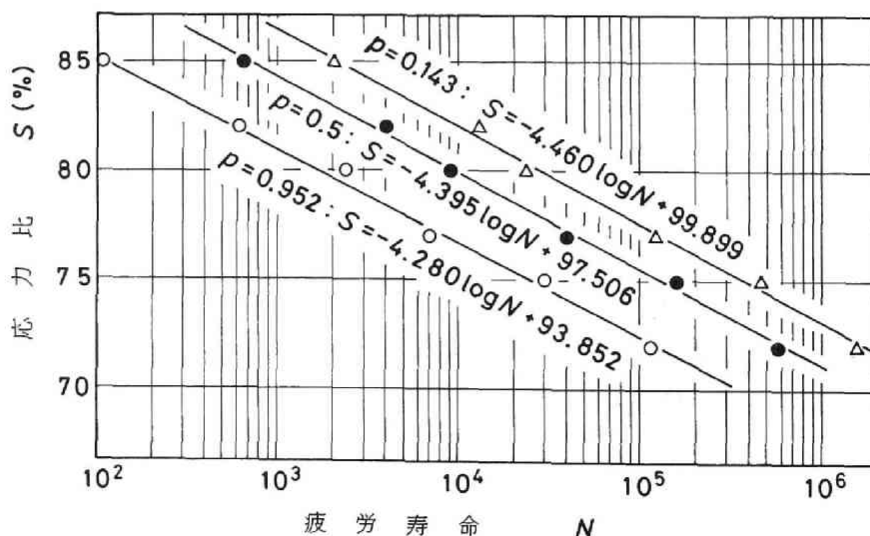


図 4.9  $P-S-N$  線図

表 4.8  $P(N)-N$  線式と  $P-S-N$  線式

応力比 $S$ (%)	回帰式 $t = A \log N + B$	応力比 $S$ (%)	回帰式 $t = A \log N + B$
72	$t = -2.405 \log N + 13.846$	75	$t = -2.288 \log N + 11.911$
77	$t = -2.190 \log N + 10.091$	80	$t = -2.560 \log N + 10.137$
82	$t = -2.025 \log N + 7.312$	85	$t = -2.154 \log N + 6.064$

 $P-S-N$  線式

$r$	$P$	$t$	$N_j(P/S_j)$		$N_j(P/S_j) (\times 10)$				$P-S-N$ 線式 $\log N(P/S) = (B-S)/A$
			$S=85$	$S=82$	$S=80$	$S=77$	$S=75$	$S=72$	
1	0.952	1.665	108	615	204	704	3006	11610	$\log N(P/S) = (93.852 - S)/4.280$
2	0.905	1.311	158	919	280	1021	4294	16300	$\log N(P/S) = (94.662 - S)/4.306$
3	0.857	1.067	205	1213	349	1320	5489	20580	$\log N(P/S) = (95.151 - S)/4.323$
4	0.810	0.878	251	1504	414	1610	6639	24670	$\log N(P/S) = (95.566 - S)/4.336$
5	0.762	0.713	299	1815	480	1915	7939	28890	$\log N(P/S) = (95.932 - S)/4.348$
6	0.714	0.565	350	2147	548	2238	9097	33280	$\log N(P/S) = (96.253 - S)/4.357$
7	0.667	0.432	404	2498	618	2573	10400	37800	$\log N(P/S) = (96.550 - S)/4.367$
8	0.619	0.303	464	2892	694	2947	11840	42770	$\log N(P/S) = (96.834 - S)/4.375$
9	0.571	0.179	529	3330	776	3358	13420	48170	$\log N(P/S) = (97.107 - S)/4.383$
10	0.524	0.060	601	3813	864	3805	15120	53980	$\log N(P/S) = (97.381 - S)/4.391$
11	0.476	-0.060	683	4370	962	4317	17060	60559	$\log N(P/S) = (97.637 - S)/4.398$
12	0.429	-0.179	776	5003	1071	4892	19240	67860	$\log N(P/S) = (97.903 - S)/4.406$
13	0.381	-0.303	886	5761	1197	5573	21790	76410	$\log N(P/S) = (98.180 - S)/4.414$
14	0.333	-0.432	1017	6671	1344	6383	24810	86460	$\log N(P/S) = (98.470 - S)/4.423$
15	0.286	-0.565	1173	7760	1515	7341	28370	98200	$\log N(P/S) = (98.760 - S)/4.429$
16	0.238	-0.713	1374	9183	1731	8577	32920	113100	$\log N(P/S) = (99.090 - S)/4.437$
17	0.190	-0.878	1639	11080	2008	10202	38870	132500	$\log N(P/S) = (99.471 - S)/4.449$
18	0.143	-1.067	2006	13730	2380	12445	47010	158800	$\log N(P/S) = (99.899 - S)/4.460$
19	0.095	-1.311	2603	18130	2964	16084	60100	200600	$\log N(P/S) = (100.438 - S)/4.472$
20	0.048	-1.655	3800	27110	4075	23337	85820	281500	$\log N(P/S) = (101.239 - S)/4.492$

 $r$  : 順序統計量,  $P$  : 生存確率,  $t$  : 標準正規変量

図 4.10 に 2 段階応力試験における  $M_P$  と生存確率 ( $P$ ) の関係を示す。図 4.11(A)には、前図に示した全ての試験条件 (6 水準の  $R_1$ ) が 1 区間内に少くとも 1 個ずつ入るように生存確率  $P$  を 0.05 刻みで区間分けし、各区間内にある  $M_P$  とその  $P$  をそれぞれ算術平均した  $\tilde{M}_P$  (図中では  $M_P$  と記述) と  $\tilde{P}$  ( $P$  と記述) との関係を示す。図 4.10 より、2 段階応力試験における  $M_P$  は、 $P=1$  に近い領域では供試体が先行応力比 ( $S_1$ ) で破壊するために、 $M_P=1$  に近い値となっているが、その他の領域では先に述べた平均累積繰返し回数比 ( $\bar{M}$ ) と同様の傾向を示す。すなわち、2 段階応力試験の  $M_P$  の値は、先行応力比 ( $S_1$ ) と後行応力比 ( $S_2$ ) の大小関係 (荷重順序) に影響を受け、 $S_1$  が  $S_2$  より大きい場合にはほとんどの  $M_P$  が 1 以下、 $S_1$  が  $S_2$  より小さい場合には 1 以上の値を採ることがわかる。一方、図 4.11 に示した変動応力試験に

表 4.9  $P-S-N$ 線式から評価した累積繰返し回数比

順序統計量 $r$	生存確率 $P$	2 段階応力試験 $S_1=85\% \rightarrow S_2=75\%$			生存確率 $P$	2 段階応力試験 $S_1=75\% \rightarrow S_2=85\%$			変動応力試験 分布モデル					
		$R_1=0.25$	$R_1=0.50$	$R_1=0.75$		$R_1=0.4$	$R_1=0.6$	$R_1=0.8$						
		$M_p$	$M_p$	$M_p$		$M_p$	$M_p$	$M_p$	T	B	N	U	F	E
		$M_p$	$M_p$	$M_p$		$M_p$	$M_p$	$M_p$	$M_p$	$M_p$	$M_p$	$M_p$	$M_p$	$M_p$
1	0.957	1.17	1.17	0.68	0.952	1.08	1.21	1.23	1.83	1.41	1.36	1.48	1.49	1.36
2	0.913	1.07	1.13	0.93	0.905	0.92	0.97	0.95	1.82	1.56	1.40	1.34	1.57	1.34
3	0.870	0.83	1.04	0.88	0.857	0.87	1.06	1.01	1.91	1.58	1.21	1.14	1.58	1.24
4	0.826	0.70	0.94	1.02	0.810	0.90	0.97	0.85	1.63	1.35	1.43	1.26	1.50	1.18
5	0.783	0.60	0.94	1.08	0.762	1.76	1.06	0.79	1.68	1.50	1.41	1.30	1.45	1.03
6	0.739	0.53	0.87	1.08	0.714	1.65	0.95	0.96	1.64	1.34	1.28	1.39	1.26	1.10
7	0.696	0.49	0.88	1.13	0.667	1.66	1.45	0.99	1.59	1.48	1.14	1.21	1.13	1.09
8	0.652	0.43	0.79	1.07	0.619	1.47	2.20	0.96	1.60	1.31	1.16	1.47	1.03	0.98
9	0.609	0.40	0.72	1.01	0.571	1.46	2.22	1.70	1.43	1.46	1.15	1.37	0.94	0.99
10	0.565	0.38	0.70	0.89	0.524	1.69	2.02	1.68	1.43	1.41	1.08	1.35	1.27	0.94
11	0.522	0.35	0.64	0.80	0.476	1.58	1.80	1.74	1.34	1.33	1.05	1.20	1.45	0.93
12	0.478	0.35	0.67	0.73	0.429	1.45	1.98	1.57	1.27	1.30	1.01	1.13	1.31	1.24
13	0.435	0.39	0.60	0.67	0.381	1.55	2.01	1.44	1.13	1.45	1.02	1.01	1.42	1.06
14	0.391	0.35	0.56	0.61	0.333	1.47	1.86	1.28	1.05	1.37	1.13	0.95	1.35	1.03
15	0.348	0.36	0.50	0.55	0.286	1.52	1.72	1.42	0.99	1.39	1.31	0.91	1.28	0.96
16	0.304	0.33	0.45	0.50	0.238	2.12	1.94	1.26	1.04	1.54	1.42	0.80	1.18	0.94
17	0.261	0.46	0.78	0.46	0.190	2.18	1.81	1.28	1.44	1.30	1.23	1.22	1.60	1.18
18	0.217	0.73	0.73	0.53	0.143	1.80	1.52	1.66	1.55	1.33	1.27	1.29	1.82	1.07
19	0.174	0.99	0.66	0.50	0.095	1.65	1.19	1.55	1.34	1.40	1.21	1.52	1.44	1.59
20	0.130	1.00	0.58	0.46	0.048	1.81	1.47	2.48	1.33	1.35	1.09	1.33	1.39	1.51
21	0.087	1.07	0.54	0.36										
22	0.043	1.15	1.14	0.31										

T : 三角形分布 , B : 三角形分布 , N : 正規分布  
U : 一様分布 , F : 指数分布 , E : 指数分布

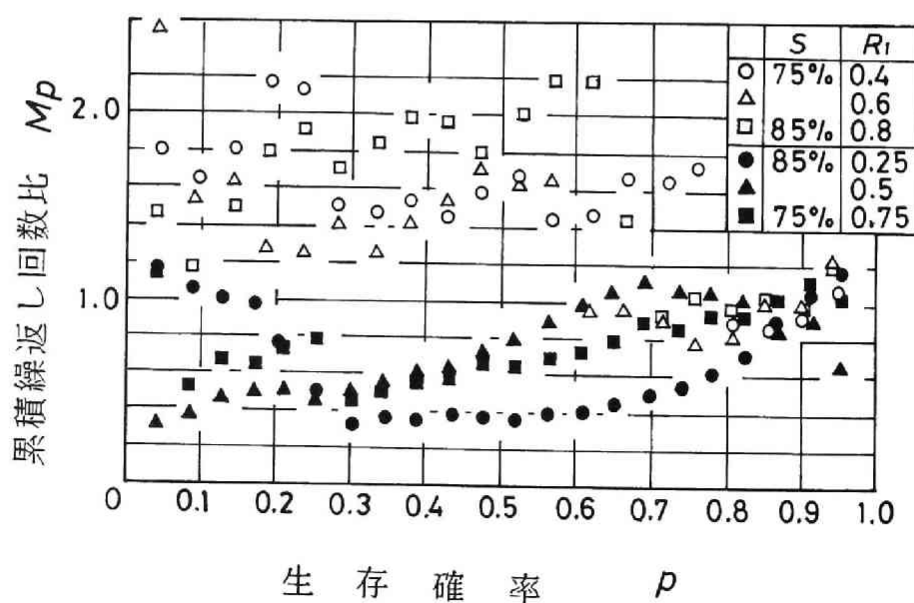


図 4.10 2 段階応力試験における  $P-M_p$  関係



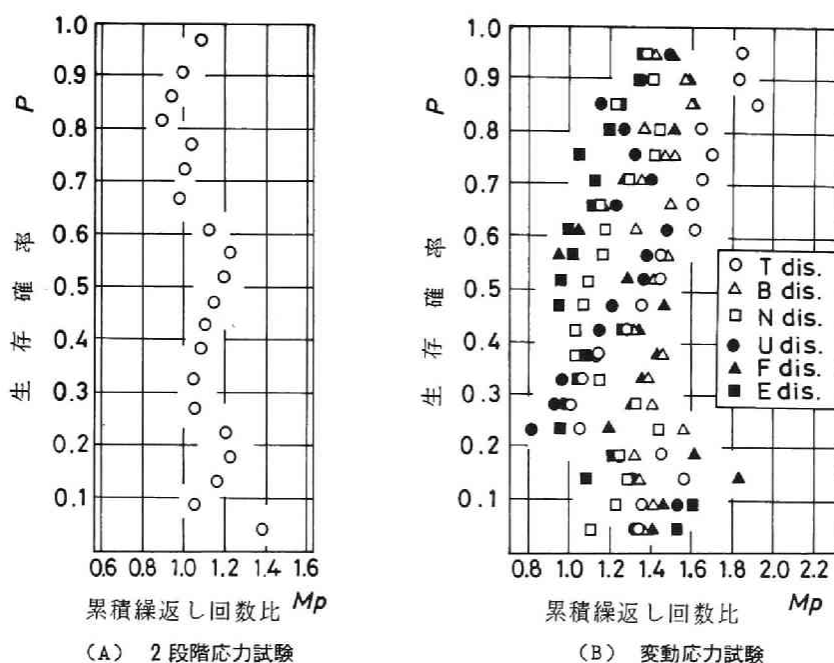


図 4.11 2 段階および変動応力試験における  $P-M_p$  関係

おける  $M_p$  の値は、外力荷重として採用した確率分布モデルにはあまり影響を受けないこと、さらにはこれら  $M_p$  は 2 段階応力試験の荷重順序の相違によって得られる  $M_p$  の中間的な値を採ることがわかる。この場合、特に注目される点は、荷重変動が本研究で行ったような比較的短期間で起こるランダム荷重を想定した場合の  $M_p$  の値が生存確率レベルによらずほぼ一定値を示すことである。さらに、前記の累積繰返し回数比 ( $M$ ) が 0.1 から 10 程度の値を採るのに比べて  $M_p$  のばらつきはきわめて小さいといえる。同様の結果が全ての 2 段階応力試験を整理した場合においても認められる。

図 4.12 には図 4.10, 4.11 に示した各試験条件ごとの  $M_p$  のプロット点の算術平均 ( $\bar{M}_p$ ) と平均累積繰返し回数比 ( $\bar{M}$ ) との関係を示す。また、同図の右はしには、試験の種類ごとの  $\bar{M}$ ,  $\bar{M}_p$  の算術平均 ( $\bar{M}$ ,  $\bar{M}_p$ ) も示している。図より明らかなように、 $\bar{M}_p$  と  $\bar{M}$  はほぼ等しい値を示していることがわかる。さらにこの場合、 $\bar{M}_p$  は生存確率 ( $P$ ) によってほとんど変化しないという特性をもつ  $M_p$  の中央値にほぼ相当している。このことは、 $\bar{M}_p$  が任意の生存確率  $P$  において、破壊する供試体と破壊しないそれをほぼ 50%—50% に分ける境界値であることを示し、さらには  $\bar{M}_p$  は  $\bar{M}$  によってほぼ推定できることを示唆している。すなわち、任意の荷重条件に対して、生存確率  $P=0.5$  に対して決定された  $\bar{M}$  と  $P-S-N$  線式を用い、式 (4.14) の  $M_p$  を  $M_p=\bar{M}$  とおくことによって生存確率をも考慮した疲労寿命の推定ができる可能性のあることを示している。なお、図 4.10, 4.11 より、設計用値としての  $M_p$  の値は、土木学会のように  $M_p=1$  を採用してもかなり安全側にあることがわかる。また、DNV の  $M_p=0.2$  という値は、本実験の荷重順序の相違によって得られる下限側の値とほぼ一致しており、この場合さらに十分な安全性を確保した設計思想になっていると推察される。



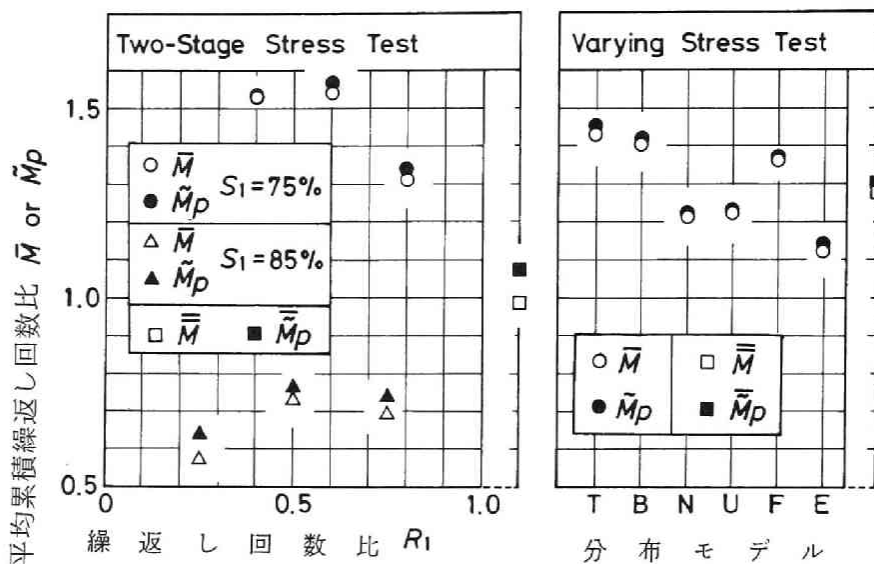


図 4.12 各試験条件ごとの  $\bar{M}$ ,  $\bar{M}_p$

つぎに、 $S-\bar{N}$ 線式を用い、 $M_p$ を確定値とせず、生存確率 $P$ に応じて $M_p$ を変化させて疲労寿命を評価する方法について考えてみる。上述のように、 $M_p$ が生存確率 $P$ に依存せずほぼ一定値を示すということは、一定応力振幅下の $\log N$ の標準偏差 $V(\log N)$ と変動応力下の $\log M$ の標準偏差 $V(\log M)$ がほぼ等しいという事実にもとづいている。したがって式(4.13)の $M$ を $M(P)$ と表示し、書き直せば確率累積繰返し回数比 $M(P)$ は次式で与えられる。

$$\log M(P) = m(\log M) - t \cdot V(\log N), \quad t = \phi^{-1}(P) \quad \dots\dots\dots (4.15)$$

図 4.13 は、対数正規確率紙上に変動応力試験における $M$ の値(表 4.4 参照)をプロットしたものである。図中の実線で表わされる直線式は、 $V(\log N) = 0.44$ (図 4.7(B)の全ての $V(\log M)$ の算術平均)とし、 $m(\log M) = 0.12$ は、 $m(\log M)$ の値を種々変化させ、直線の左右にくるプロット点の個数を等しくするという条件から決定したものである。図より、プロット点と直線の傾きはほぼ等しく、一般のランダム荷重下においては、式(4.15)の $m(\log M) = 0.12$ ( $\bar{M} = 1.32$ )とおくことによって、任意の生存確率( $P$ )に相応する $M(P)$ の値が決定されることになる。同図には、マイナー則の成立条件を仮定した、すなわち、 $m(\log M) = 0$ ( $\bar{M} = 1$ )として算定される $M(P)$ を破線で示し、さらに破線の右側に存在する実験個数と全供試体数( $l = 120$ )との比( $P_r$ )も示している。図より、 $m(\log M) = 0$ ( $\bar{M} = 1$ )とした場合、90%以上のデータが安全側にあることがわかる。

以上の結果を総合し、さらに設計という実用面を考えれば、疲労に対する安全性は、まず構造物の重要度に応じて定まる生存確率( $P$ )を規定し、この $P$ に対して式(4.14)の $M_p = 1$ あるいは式(4.15)の $m(\log M) = 0$ として $M(P)$ の値を決定し、このいずれかの値を設計用値として用いて

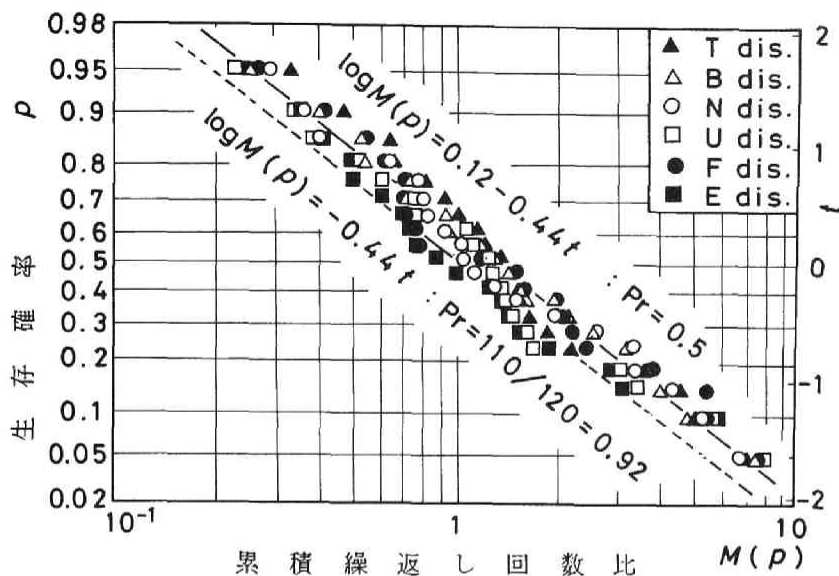


図 4.13 生存確率を考慮した累積繰返し回数比

安全性の検討を行って十分であろう。なお、これらの評価法を土木学会指針（案）との関連において説明すれば、学会指針（案）は式（4.14）において、 $P = 0.95$  のみに限定しているのに対し、ここで述べた方法はより広範な  $P$  の値まで拡張できるという利点がある。この場合、 $P-S-N$  線式を必要とすることは自明である。一方、式（4.15）による評価は、一般に  $S-\bar{N}$  線式を得ることを目的として一定応力振幅試験を行う場合、使用する供試体数は  $P-S-N$  線式を得るために必要な供試体数よりも少なくてよく<sup>16)</sup>、試験時間の節約にも結びつく。この節約は  $P$  が大きい場合ほど大きくなる。したがって、ここでは  $S-\bar{N}$  線式を用い、さらに式（4.15）において、 $m(\log M) = 0$ 、 $V(\log N)$  には一定応力振幅試験の結果から決定した  $V(\log N)$  を用い、さらに規定された生存確率（ $P$ ）に対応する  $M(P)$  の値を決定し、これを設計用値として用いて疲労に対する安全性の検討を行う手法を提案する。

#### 4.8 ランダム荷重作用のモデル化

変動繰返し荷重を受けるコンクリート構造物に対して、外力荷重として作用する疲労荷重を統計的な手法によってモデル化し、このモデル化した荷重にもとづいて累積繰返し回数比（ $M$ ）を算定し、これを構造物の耐疲労設計に活用せんとする試みが最近なされている。<sup>8), 15)</sup> この試みは、陸上における交通荷重や海洋環境における波荷重などの疲労荷重を、構造物の予定供用期間中に作用する荷重の大きさ（ $F_j$ ）と  $F_j$  が作用する回数（ $n_j$ ）を何段階かのブロックに分けたヒストグラムないしは確率密度関数を用いて評価しようとするものである。例えば、DNV 規準では、海洋構造物を対象として図 4.14(A) のような荷重ブロックのモデル化を推奨している。<sup>15)</sup> このような考え方にもとづけば、予定供用期間中の総繰返し回数  $N_t$ （ $N_t = \sum_{j=1}^k n_j (S_j)$ ）に対する累積繰返し回数比（ $M$ ）は次式で算

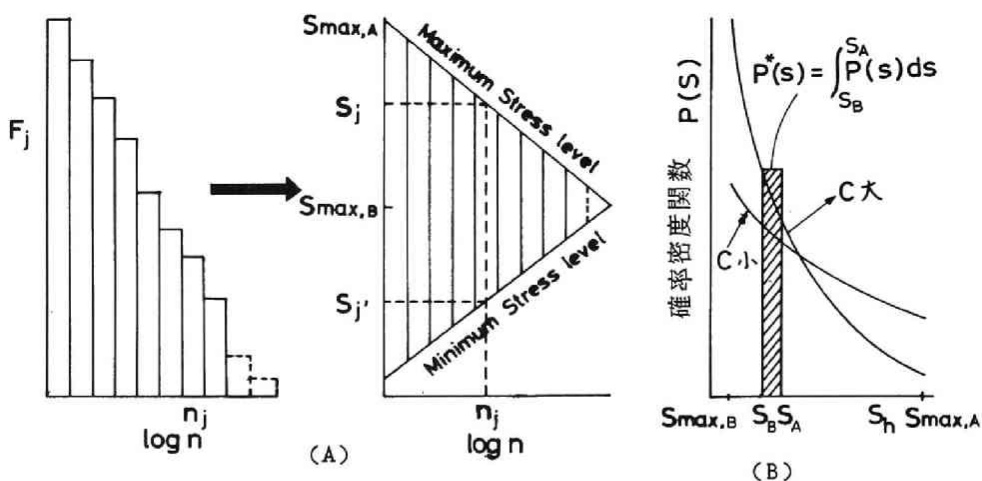


図 4.14 ランダム荷重作用のモデル化

定される。

$$M = \sum_{j=1}^k (n(S_j) / \bar{N}(S_j)) , \quad n(S_j) = N_t \cdot P^*(S=S_j) \quad (4.16)$$

$$M = \int_{S_{max,B}}^{S_{max,A}} N_t \frac{P(S)}{\bar{N}(S)} dS , \quad (\text{ただし下限応力一定}) \quad (4.17)$$

ここに、 $S_j$  は構造解析によって得られる荷重の大きさ  $F_j$  に対応するコンクリートの応力比、 $S$  : 応力比、 $k$  : ブロック数、 $P(S)$ 、 $P^*(S)$  : それぞれ確率密度関数と分布関数、 $\bar{N}(S)$  : 応力比  $S$  における平均疲労寿命、 $S_{max,A}$ 、 $S_{max,B}$  : それぞれ上限応力比のうちの最大値と最小値

式 (4.17) の  $\bar{N}(S)$  は、一般には上・下限応力比の関数で、変動荷重下においては上・下限応力がともに変化する。このため式 (4.17) の積分は表示ほど簡単でなく、一般には式 (4.16) による数値計算が行われている。しかし、この数値計算による  $M$  の値は、 $N_t$  が一定であってもブロック数 ( $k$ )、すなわち応力比の階級の刻み幅に依存して変わってくることは明らかである。このため、DNV 規程では  $k \geq 8$  とすることを提案している。<sup>15)</sup>

表 4.10 は、コンクリートの疲労寿命の評価にマイナー則が適用できるとの仮定のもとで、応力比の刻み幅はどの程度に採ればよいかを試算したものである。条件として、下限応力比 10% と一定、コンクリートの  $S-\bar{N}$  線式には第 3 章の実験で得られた下式を、外力荷重による応力比 ( $S$ ) とその応力比の作用頻度の関係に次式の指数型の確率密度関数  $P(S)$  を用いることにする。

$$\log \bar{N}(S) = (S - B) / A , \quad A = -4.395 , \quad B = 97.506$$

$$P(S) = -C \cdot e^{-C(S - S_{max,B})} , \quad P^*(S) = e^{-C(S - S_{max,B})} \quad (4.18)$$

ここに  $P^*(S)$  は  $S$  の分布関数である。 $S_{max,B}$  は上限応力比のうちの最小値、 $C$  : 図 4.14 (B) に示すような確率密度関数の形状を変える係数で、 $C$  が大きいほど低応力の作用頻度が多くなる。

表 4.10 中の数値は、 $N_t = 1000$  万回、 $S_{max,A} = 80\%$ 、 $S_{max,B} = 30\%$  とし、 $C = 0.1$  と 0.2 に対する  $M$  を算定したものである。この場合、破壊に至るまでの総繰返し回数 ( $N_{tu}$ ) は  $N_{tu} =$

表 4. 10 累積繰返し回数比  $M$  の数値計算 ( $Nt = 10^7$ )

$k$	$S_B(\%)$ $S_A(\%)$	$S_j(\%)$	$C = 0.2$				$C = 0.1$			
			$P^*(S_j)$	①*	②**	$\Delta^{***}$	$P^*(S_j)$	①*	②**	$\Delta^{***}$
1	30.00	33.13	0.71350	0.00000	0.00000	0.00000	0.46474	0.00000	0.00000	0.00000
2	36.25	39.38	0.20442	0.00000	0.00000	0.00000	0.24876	0.00000	0.00000	0.00000
3	42.50	45.63	0.05857	0.00000	0.00000	0.00000	0.13315	0.00000	0.00000	0.00000
4	48.75	51.88	0.01678	0.00001	0.00001	0.00000	0.07127	0.00003	0.00004	0.00001
5	55.00	58.13	0.00481	0.00005	0.00006	0.00001	0.03815	0.00042	0.00054	0.00012
6	61.25	64.38	0.00138	0.00040	0.00044	0.00004	0.02042	0.00591	0.00767	0.00176
7	67.50	70.63	0.00039	0.00302	0.00334	0.00032	0.01093	0.08363	0.10855	0.02492
8	73.75	76.88	0.00011	0.02286	0.02529	0.00243	0.00585	1.18297	1.53552	0.35255
80.00										
$\Sigma$		$M$	0.0263	0.0291	0.0028		1.273	1.652	0.379	

$Nt = 10^7$

$k$	$S_B(\%)$ $S_A(\%)$	$S_j(\%)$	$C = 0.2$				$C = 0.1$			
			$P^*(S_j)$	①*	②**	$\Delta^{***}$	$P^*(S)$	①*	②**	$\Delta^{***}$
1	30.00	31.25	0.39347	0.00000	0.00000	0.00000	0.22120	0.00000	0.00000	0.00000
2	32.50	33.75	0.23865	0.00000	0.00000	0.00000	0.17220	0.00000	0.00000	0.00000
3	35.00	36.25	0.14475	0.00000	0.00000	0.00000	0.13416	0.00000	0.00000	0.00000
4	37.50	38.75	0.08779	0.00000	0.00000	0.00000	0.10449	0.00000	0.00000	0.00000
5	40.00	41.25	0.05325	0.00000	0.00000	0.00000	0.08137	0.00000	0.00000	0.00000
6	42.50	43.75	0.03230	0.00000	0.00000	0.00000	0.06337	0.00000	0.00000	0.00000
7	45.00	46.25	0.01959	0.00000	0.00000	0.00000	0.04936	0.00000	0.00000	0.00000
8	47.50	48.75	0.01188	0.00000	0.00000	0.00000	0.03844	0.00000	0.00000	0.00000
9	50.00	51.25	0.00721	0.00000	0.00000	0.00000	0.02994	0.00001	0.00001	0.00000
10	52.50	53.75	0.00437	0.00000	0.00000	0.00000	0.02331	0.00003	0.00003	0.00000
11	55.00	56.25	0.00265	0.00001	0.00001	0.00000	0.01816	0.00007	0.00008	0.00001
12	57.50	58.75	0.00161	0.00002	0.00002	0.00000	0.01414	0.00021	0.00022	0.00001
13	60.00	61.25	0.00098	0.00005	0.00006	0.00000	0.01101	0.00062	0.00065	0.00003
14	62.50	63.75	0.00059	0.00012	0.00013	0.00001	0.00858	0.00179	0.00187	0.00008
15	65.00	66.25	0.00036	0.00028	0.00028	0.00000	0.00668	0.00516	0.00540	0.00023
16	67.50	68.75	0.00022	0.00062	0.00063	0.00001	0.00520	0.01490	0.01557	0.00067
17	70.00	71.25	0.00013	0.00140	0.00142	0.00002	0.00405	0.04301	0.04493	0.00192
18	72.50	73.75	0.00008	0.00315	0.00320	0.00005	0.00316	0.12411	0.12966	0.00555
19	75.00	76.25	0.00005	0.00708	0.00720	0.00012	0.00246	0.35814	0.37416	0.01602
20	77.50	78.75	0.00003	0.01591	0.01617	0.00027	0.00191	1.03350	1.07974	0.04624
80.00										
$\Sigma$		$M$	0.0287	0.0291	0.0004		1.582	1.652	0.070	

\* ① : 式 (4.16) の  $n(S_j)/\bar{N}(S_j)$  を算定

\*\* ② : 式 (4.17) の  $\int_{S_B}^{S_A} (N_i \cdot P(S_j)/\bar{N}(S)) ds$  の算定, ただし  $S_A$  と  $S_B$  はブロック分けした応力比の最大値と最小値

\*\*\*  $\Delta$  : 式 (4.17) と式 (4.16) の  $M$  値の差, すなわち  $\Delta = ② - ①$

$Nt/M$ で算定される。表4.10より、式(4.16)と(4.17)の両式による $M$ が有効数字2桁まで一致しているのは $C=0.2$ 、応力のブロック数 $k=20$ の場合のみで、両式による $M$ を一致させるためには、 $C$ の値が小さくなるに伴って $k$ の値を大きくする必要のあることがわかる。また、応力ブロック内の両式による $M$ の差( $d$ )は、比較的作用頻度の少ない高応力比で大きく、この傾向は $C$ の値が小さいほど顕著に現われている。このことは、応力のブロック分けに際して、 $C$ の値が小さいような外力荷重を受ける場合には、ブロック数 $k$ を多くする、ないしは $k$ を少なくしたいときには高応力比部分の刻み幅を小さく採る等の配慮が必要であろう。しかし、最終的には、応力比のブロック数 $k$ は、作用する応力の大きさとそれが作用する頻度の関係を考慮して決定し、 $M$ を算定する必要があるものと考えられる。

つぎに、ランダム荷重下の疲労試験法について考えてみる。このような試験として最も進んだ試験はプログラム載荷試験<sup>17),18)</sup>である。この種の試験は、応力比に関して既知の確率密度関数 $P(S)$ ないしは、その分布関数 $P^*(S)$ 、例えば式(4.18)を設定し、 $P^*(S)$ が0から1までの値を採ることを利用する。すなわち、0から1の一様乱数( $Z$ )を計算機によって発生させる。このとき、発生した乱数に対応する応力比 $S_z$ は次式で決定され、 $S_z > S_{max,A}$ となるような $S_z$ は棄却する。

$$S_z = S_{max,B} - \ln Z / C \leq S_{max,A} \quad \dots\dots\dots (4.19)$$

このようにして、順次発生させた乱数に対応する応力比 $S_z$ を集録しておき、これを入力荷重として試験機に与えて試験を行うものである。その他の試験法として、 $h$ 段階( $h$ 重重複)応力試験<sup>注3)</sup>と $h$ 段階多重重複応力試験<sup>注4)</sup>があり、コンクリートについては一般に2段階2重<sup>7),11)~14)</sup>ないしは2段階多重重複応力試験<sup>7)</sup>が行われている。以下においては、これら試験法の位置づけについて述べる。

疲労寿命を $M$ で評価した場合、 $M$ に最も大きな影響を及ぼす要因は荷重順序であることは先に記した通りである。この荷重順序は、陸上においては供用直後の車両重量の制限、海洋においては適切な建造時期の選定などによって幾分かは人為的に制御できる要因である。したがって、実験室では、荷重の大きさとその頻度、さらには周期などの要因を採り入れ、荷重順序の影響を顕著に受けたくないような試験を実施することが望まれる。

本研究に採用した $h$ 段階応力試験法は、疲労寿命に影響を及ぼす要因を個々に考察できるが、応力の段階数の増加に伴って採りうる試験要因が少くなる(例えば3段階応力試験で見られるように、設定した全ての応力比を受けずに破壊する供試体数が増えてくる)という欠点がある。このため、3段階応力試験の結果については明確な結論が得られなかった。

$h$ 段階多重重複応力試験やプログラム載荷試験法は、変動荷重のランダム性の要因をより多く採り入れることができる点で、 $h$ 段階 $h$ 重重複応力試験法よりも優れているといえる。しかし、この種の

注3 応力比 $S_1$ で $n_1$ 回、 $S_2$ で $n_2$ 回、 $\dots\dots$ 、 $S_{h-1}$ で $n_{h-1}$ 回載荷し、 $S_h$ で供試体を破壊させる試験。

注4 応力比 $S_1$ で $n_1$ 回、 $S_2$ で $n_2$ 回、 $\dots\dots$ 、 $S_h$ での $n_h$ 回の載荷を1応力ブロックとし、このような応力ブロックを繰返し載荷し、供試体を破壊させる試験、本研究の変動応力試験はこの方法に相当する。

試験法は、試験機の性能に関する問題、さらには試験方法も複雑で実用的な試験方法とはいえない。したがって、より現実的には本研究で示してきたような比較的試験の簡単な2段階2重重複応力試験法によって $\bar{M}$ や $V(\log M)$ 等の特性値の下限值あるいは上限値を把握し、一般的なランダムな繰返し応力下ではそれらの特性値が上・下限の中間に存在することを利用して行く方法が考えられる。そのためには、実験室におけるプログラム載荷試験等を今後さらに数多く行って、ランダム応力下と2段階応力下との関係等に関するより多くのデータの蓄積が必要である。

## 4.9 本章の結論

本章においては、変動繰返し圧縮荷重下における疲労特性を、累積繰返し回数比の概念を用いてとらえ、若干の考察を行ったものである。本研究の範囲で明らかになった点を列挙し、結論とする。

- 1) 2段階応力、変動応力試験における疲労寿命は、同一試験条件であっても著しくばらつき、結果を取り扱う際には何らかの確率統計的な処理を施す必要がある。
- 2) 累積繰返し回数比をパラメータとする故障率 $\lambda(M)$ は、2段階、3段階応力試験においては、荷重を変化させた点を境に、先行応力比( $S_1$ )が後行応力比( $S_2$ )より大きい場合には $\lambda(M)$ は大きくなり、逆に $S_1$ が $S_2$ より小さい場合には $\lambda(M)$ は小さくなる。一方、変動応力試験における $\lambda(M)$ は一定応力振幅試験における $\lambda(M)$ と同様にほぼ一定値を示す。
- 3) 一定応力振幅、2段階、3段階、変動の各応力試験における累積繰返し回数比( $M$ )の分布は対数正規分布に従う。
- 4) 変動応力下におけるコンクリートの疲労破壊は、高応力比よりも低応力比で起こりやすくなる。この傾向は低応力比の作用頻度が高くなるに伴って顕著になる。
- 5) 2段階応力試験における平均累積繰返し回数比( $\bar{M}$ )は、先行応力比( $S_1$ )が後行応力比( $S_2$ )より大きい場合には $\bar{M} < 1$ 、逆に $S_1$ が $S_2$ より小さい場合には $\bar{M} > 1$ なる値を示す。
- 6) 変動応力試験で得られた平均累積繰返し回数比( $\bar{M}$ )は、2段階応力試験において荷重順序の相違によって得られた $\bar{M}$ を上・下限値とするそれらの中間的な値を採る。また、累積繰返し回数比( $M$ )の対数の標準偏差 $V(\log M)$ は一定応力振幅試験における疲労寿命( $N$ )の対数の標準偏差 $V(\log N)$ とほぼ等しい値を示す。
- 7) 変動応力下における6)で述べた $M$ 、 $\bar{M}$ 、 $V(\log M)$ の各値は、外力荷重の確率分布モデル(応力比と頻度の関係)が相違した場合においてもほぼ等しい値を示す。
- 8) マイナー則が成立するためには、線形の被害則が成立し、かつ平均累積繰返し回数比( $\bar{M}$ )が1であるという要件を同時に満足しなければならない。このような観点から、外力荷重が2段階2重や3段階3重の重複応力下ではマイナー則は成立しないといえる。一方、荷重の大きさが順次変化するような一般のランダム荷重下においては、コンクリートの疲労寿命の推定にマイナー則がかなりの精度でかつやや安全側で適用できるものと考えられる。
- 9) ここに提案した確率累積繰返し回数比( $M(P)$ )、すなわち、

$\log M(P) = m(\log M) - t \cdot V(\log N)$ において、 $V(\log N)$ には一定応力振幅試験におけ

る疲労寿命( $N$ )の対数の標準偏差を、 $m(\log M)$ には0を代入し、 $P=\phi(t)$ より決定される $M(P)$ は、生存確率 $P$ を考慮した疲労に対する安全性の検討に際しての設計用値として用いることができるものと考えられる。

- 10) マイナー則の適用性を検討するために、従来行われてきた2段階2重重複応力試験は、ランダム荷重作用のうちの最も危険側と安全側の荷重条件を再現した試験であったといえる。
- 11) ランダム荷重のモデル化における応力のブロック数、すなわち応力比の刻み幅は、作用する応力比の大きさやその頻度も考慮して決定する必要がある。一般には、高応力比の作用頻度が大きいほどブロック数を多くする必要がある。また、高応力比部分の刻み幅を小さくすることによってブロック数を少なくすることも可能である。
- 12) 本研究で採用した $h$ 段階応力試験法は、疲労寿命に影響を及ぼす要因を個別に考察できるが、応力の段階数( $h$ )の増加に伴って採りうる試験要因が制約される。

#### < 第4章 参 考 文 献 >

- 1) 土木学会 ; "コンクリート構造の限界状態設計法指針(案)", 土木学会コンクリート・ライブラリー, 第52号, 1983.11, p.82, pp.286~288.
- 2) CEB-FIP ; "CEB-FIP Model Code 1978", International System of Unified Standard Codes of Practice for Structures Volume 11, CEB-FIP Model Code for Concrete Structures, September 1977, pp.345~346.
- 3) Det Norske Veritas ; "Rules for the Design, Construction and Inspection of Offshore Structures. Appendix D. Concrete Structures", Det Norske Veritas, 1977.
- 4) FIP ; "Recommendations for the Design and Construction of Offshore Sea Structures", Fédération Internationale de la Précontrainte, Third Edition, 1977.
- 5) ACI Report 357R-78 ; "Guide for the Design and Construction of Fixed Offshore Structures", ACI, 1978.
- 6) 横堀武夫 ; "材料強度学", 技報堂, 1969, pp.215~218.
- 7) H.K.Hilsdorf and C.E.Kesler ; "Fatigue Strength of Concrete under Varying Flexural Stresses", Journal of the ACI, Proceedings, Vol.63, No.10, October 1966, pp.1059~1076.
- 8) 国広哲男 ; "道路橋の実働荷重と疲労設計", 第22回構造工学シンポジウム, 繰返し荷重を受ける構造物および部材の破壊と、これに関連する設計・製作上の問題点, 日本学術会議構造研究連絡委員会, 土木学会, 日本建築学会, 1976.1, pp.149~156.
- 9) A.K.Williams and J.E.Rinne ; "Fatigue Analysis of Steel Offshore Structures", Proc. Instn. Civ. Engrs, Part 1, November 1976, pp.635~654.

- 10) 伊藤学, 亀田弘行訳 ; "土木・建築のための確率・統計の基礎", 丸善, 1977, pp 270~277.
- 11) E.W.Bennet and N.K.Raju ; "Cumulative Fatigue Damage of Plain Concrete in Compression", Structure, Solid Mechanics and Engineering Design, Willey-Interscience, London, 1971, pp 1089~1102.
- 12) R.Tepfers, C.Fridén and L.Georgsson ; "A Study of the Applicability to the Fatigue Concrete of the Palmgren-Miner Partial Damage Hypothesis", Magazine of Concrete Research, Vol.29, No 100, September 1977, pp 123~130.
- 13) H.Weigler and D.Klausen ; "Damage to Plain Concrete under Cyclic Compressive Loading", Durability of Building Material and Components, ASTM 691, American Society for Testing and Materials, 1980, pp 593~602.
- 14) 松下博通 ; "変動繰返し応力を受けるコンクリートの疲労寿命の推定", セメント技術年報, 第34巻, 1980, pp 268~271.
- 15) Knut Waagaard ; "Fatigue Strength of Offshore Concrete Structures", IABSE Proceedings P-56/82, 1982, pp 97~114.
- 16) ACI Committe 215 ; "Consideration for Design of Concrete Structures Subjected to Fatigue Loading", Journal of the ACI, Vol.71, No.3, March 1974, p.109.
- 17) 八木, 長田, 富田, 浅田, 橋本 ; "ランダム荷重下での疲労挙動に関する研究(第1報) — 指数分布のランダム荷重下での疲労寿命の統計的性質 —", 日本造船学会論文集, 第152号, 1982, pp 361~371.
- 18) J.O.Holmen ; "Fatigue of Concrete by Constant and Variable Amplitude Loading", ACI Publication SP-75, Fatigue of Concrete Structures, 1982, pp 71~110.









## 第5章 コンクリートの圧縮疲労特性のRC部材への適用に関する研究

### 5.1 概 説

コンクリートはそれ自体だけで土木構造物に用いられることはダム、基礎等のマスコンクリートを除けばごくまれで、通常は鉄筋コンクリートやプレストレストコンクリート構造として用いられている。このような構造物は一般に曲げ、せん断、軸力などを受けるが、作用する外力が繰返し荷重の場合には、地震時のような高応力低サイクル疲労ではコンクリート部の破壊によって、一方、一般の疲労現象を対象とした比較的低応力で繰返し回数の多い場合には主鉄筋やスターラップ等の補強筋の疲労破断によって構造物は破壊するといわれてきた。しかし、プレストレストコンクリート部材の曲げ疲労試験においては圧縮部コンクリートの疲労破壊が生ずることのあることが報告されており、<sup>1)~3)</sup>さらに最近、コンクリートはその内部に湿度勾配がある場合や水中においては、その200万回疲労強度は気中の場合よりも10~30%小さくなることが指摘され、部材としてのコンクリートの疲労破壊に関心が持たれ始めている。

一方、繰返し荷重は構造物の使用限界状態にも影響を及ぼすと考えられる。すなわち、コンクリート構造物に繰返し荷重が作用すると、たわみやひびわれ幅が載荷回数の増加とともに増大し、構造物の耐久性や使用性に悪影響を及ぼすことが懸念される。このような事実を考慮して、CEB-FIPのモデルコードでは繰返し荷重下のひびわれ幅の算定式を規定している。<sup>4)</sup>

このような面では、最近、Nevilleら<sup>5)</sup>が繰返し荷重下でのクリープ（以下サイクリッククリープと称する）は無視し得ないほど大きいことを指摘したことに端を発し、繰返し荷重下でのコンクリート構造物の長期たわみやひびわれ幅を再検討し、定量化しようとする試みがなされている。

耐久性設計の思想が徐々に採り入れられようとしていることなどの背景を考えた場合、繰返し荷重を受けるコンクリート構造物の終局限界状態に関連した疲労寿命の予測手法、さらには使用限界状態に関連したたわみやひびわれ幅に関する情報の蓄積とその予測手法の確立は非常に重要になってくるものと考えられる。

本研究は、第3章および4章で明らかにした一様圧縮を受けるコンクリートの疲労特性を、鉄筋コンクリート（RC）はりにおける曲げ圧縮域のコンクリートの疲労破壊に適用するための手法を検討し、材料のS-N線式からRC部材の疲労寿命を推定する手法を確立すること、さらに使用限界状態の観点から、繰返し載荷に伴う変形特性（はり上縁コンクリートひずみ、たわみ）やひびわれ幅の増量を定量化することを目的としている。

### 5.2 実験計画

試験は一定振幅荷重（以下一定荷重と称す）下で曲げとせん断試験を，変動荷重下で曲げ試験を計画した。試験で選んだ要因およびその組み合わせならびにそれぞれの供試体の示様を表 5.1 および図 5.1 に示す。

### 5.2.1 使用材料と示方配合

使用したセメントは宇部興産社製の普通ポルトランドセメントで，骨材には，細骨材として河口砂と陸砂を土木学会標準粒度範囲内に入るように調整した混合砂を，粗骨材には碎石を使用した。これら骨材の物理的性質を表 5.2 に示す。

コンクリートの配合設計条件は，28

日目標強度  $400 \text{ kgf/cm}^2$ （配合Ⅰ）と， $250 \text{ kgf/cm}^2$ （配合Ⅱ）で，表 5.3 に示すような配合を試練りによって決定した。配合Ⅰは曲げ試験用，配合Ⅰ，Ⅱはせん断試験用の供試体に用いた。

はり供試体を使用した鉄筋は東洋スチール社製で，主鉄筋には D 19 mm，あるいは D 25 mm の異形棒鋼（SD 35）を，スターラップ（ $\phi 9 \text{ mm}$ ）および組立鉄筋（ $\phi 6 \text{ mm}$ ）には普通丸鋼（SR 24）を用いた。

表 5.1 実験計画

試験の種類	はりの種類	コンクリート圧縮強度 ( $\text{kg/cm}^2$ )	主鉄筋量 (鉄筋比)	せん断補強	せん断スパン有効高さ比 ( $a/d$ )
曲 げ	A はり	400	2 D 19 (2.8%)	有	3.03 *
	B はり		2 D 25 (4.9%)		3.03 *
せん断	C はり	400	2 D 19 (2.8%)	無	2.0 , 3.0
	D はり	250			2.0

\*  $a/d = 3.03$  は 3 等分点載荷に相当する（スパン  $150 \text{ cm}$ ， $d = 16.5 \text{ cm}$ ）

表 5.2 使用骨材の物理的性質

配合	粗 骨 材				細 骨 材		
	最大寸法 (mm)	比重	吸水率 (%)	F. M.	比重	吸水率 (%)	F. M.
Ⅰ	20	2.65	0.9	6.96	2.59	1.2	2.73
Ⅱ	20	2.67	0.9	6.63	2.60	1.8	2.82

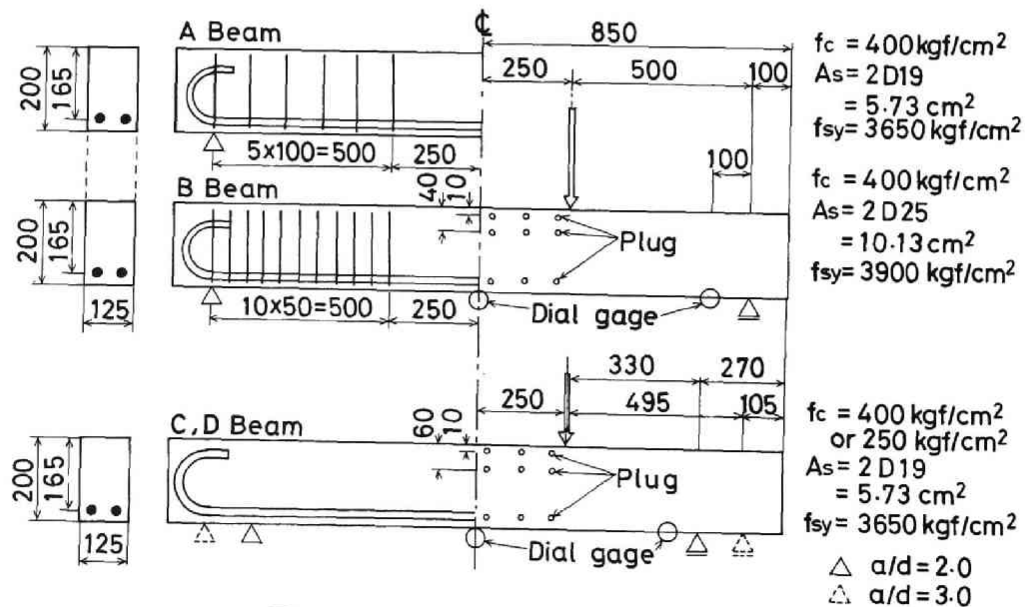


図 5.1 はりの詳細（断面寸法の単位は mm）

表 5.3 コンクリートの示方配合

配合	スランプ (cm)	空気量 (%)	W/C (%)	s/a (%)	単 位 量 (kg/m <sup>3</sup> )				混 和 剤 Pozz No.8 (%)
					C	W	S	G	
I	4 ± 1	5	45	38	329	148	687	1147	C × 0.25
II	4 ± 1	5	66	43	260	172	817	1114	—

### 5.2.2 供試体の種類と作製

供試体の種類とその断面を図 5.1 に示す。曲げ疲労試験には、スターラップを配置した A はりと B はりを、せん断疲労試験にはスターラップを配置しない C はりと D はりを用いた。

曲げ疲労試験に用いたはりの主鉄筋量 ( $A_s$ ) は、弾性設計法によるはばり合い鉄筋比から求めた  $A_s = 2D19 = 5.73 \text{ cm}^2$  (A はり) と、ACI 規準の塑性設計法によるつり合い鉄筋比以下<sup>6)</sup> で、かつ圧縮域のコンクリートが疲労破壊することを想定して A はりの約 2 倍の鉄筋比を有する  $A_s = 2D25 = 10.13 \text{ cm}^2$  (B はり) の 2 種類を選んだ。また、スターラップの所要量は、静的曲げ破壊時の算定せん断力に対して、ACI 規準に基づいて決定した。一方、せん断疲労試験においては、主鉄筋量 ( $A_s$ ) は A はりと同一とし、コンクリートの圧縮強度 ( $f_c = 400 \text{ kgf/cm}^2$ : C はり,  $250 \text{ kgf/cm}^2$ : D はり) を要因に選んだ。なお、強度試験用供試体は  $\phi 10 \times 20 \text{ cm}$  の円柱供試体である。

コンクリートの打設は 15 回に分けて行い、各打設ごとに、8 本のはり供試体と 25 本の円柱供試体を作製した。これらの供試体は材令 1 日で脱枠、以後 27 日間の水中養生を施した。材令 28 日で一部の円柱供試体の圧縮試験を行い、その他の供試体は疲労試験実施時 (材令 100 日以上) まで実験室内に保存した。

### 5.2.3 試験方法

はりの載荷試験には容量 20 トンのパルセータ型疲労試験機 (前川試験機社製) を用い、載荷は図 5.1 に示すように、曲げ試験に対しては 3 等分点載荷、せん断試験に対してはせん断スパン有効高さ比 ( $a/d$ ) 2.0 とした。さらに C はりでは一部  $a/d = 3.0$  を追加した 2 点集中載荷とした。

はりには曲げスパン内の上縁から 1 cm, 4 cm 位置と鉄筋図心位置のコンクリート側面にひずみ測定用プラグを貼付し、ホイットモア型ひずみ計 (検長 10 in.) を用いてコンクリートひずみを測定した。また、コンクリート中に埋め込まれた鉄筋のひずみは、電気抵抗線ひずみ計 (検長 5 mm) で測定した。さらに、これらの測定と併行して、スパン中央たわみと支点沈下量 (ダイヤルゲージ: 1/100 mm)、鉄筋位置でのひびわれ幅 (マイクロスコープ: 最小目盛 0.05 mm) の測定も静的試験において行った。

疲労試験は全て繰返し載荷速度 5 Hz., 荷重と時間との関係は正弦波形、さらに設定下限荷重は、5.3.2 に述べる各はり供試体の静的終局耐力の 10 % で行った。

#### (a) 一定荷重の疲労試験

上限荷重比 ( $P_s$ : 載荷重と静的終局耐力の百分率) は、A はりにおいては  $P_s = 60 \sim 90\%$  の間で 5

%おきに7水準, Bはりにおいては $P_s = 50 \sim 80$  %の間で4水準, せん断試験に用いたCはりとはDはりに対しては $P_s = 50 \sim 80$  %の間で選定した。

はり供試体は, 繰返し回数が所定の回数(1, 100, 300, ..., 150万, 200万回)に達したとき, 一旦試験機の運転を停止し, 残留ひずみと残留たわみを測定した後, 設定上限荷重比に至るまでの静的試験を行い, 再び疲労試験を継続した。荷重の繰返し回数が200万回に達した時点で, 疲労試験は中止し, 直ちに静的試験によってはり供試体を破壊に至らしめた。

#### (b) 変動荷重試験

試験方法は4章で述べた変動応力試験と同様である。すなわち, 外荷重の作用モデルとして, 図5.2に示すような5種類の荷重比( $P_s$ )～頻度 $P^*(P_s)$ 関係を設定し, Aはりに対してはA, B, Cの分布モデルを, BはりにはD, E分布モデルを採用して試験した。試験はこれら荷重比～頻度関係を1荷重ブロックとし, 表5.4に示すような荷重順序に従って実施した。すなわち, 荷重順序 $j$ ( $j=1, 2, 3$  or  $1, 2, 3, 4$ )番目の荷重比( $P_{sj}$ )が決定されれば, その荷重比 $P_s = P_{sj}$ における載荷繰返し回数 $n_{i,j}(P_{sj})$ は,  $i$ ( $i=1, 2, \dots, u$ ,  $u$ : 供試体破壊時の荷重ブロック)番目の荷重ブロックにおける総繰返し回数( $N_i$ : 図5.2参照)を与え,  $n_{i,j}(P_{sj}) = N_i \cdot P^*(P_s = P_{sj})$ で算定される。試験はまず, 上限荷重比 $P_s = P_{s1}$ に至るまでの静的試験を行う。続いて $n_{1,1}(P_{s1})$ から $n_{1,3}(P_{s3})$ ないしは $n_{1,4}(P_{s4})$ までの第1荷重ブロックの繰返し載荷を行った後, 荷重ゼロ(残留ひずみと残留たわみの測定)から設定した最大上限荷重比( $P_{sj}$ の最大値)に至るまでの静的試験を行う。以下 $n_{2,1}(P_{s1})$ から $n_{2,3}(P_{s3})$ ないしは $n_{2,4}(P_{s4})$ までの第2荷重ブロックの載荷, 第3荷重ブロックと順次繰返し荷重と静的試験を行い, 最終的には $u$ 番目の荷重ブロック内の第 $k$ 番目の荷重比で供試体が破壊す

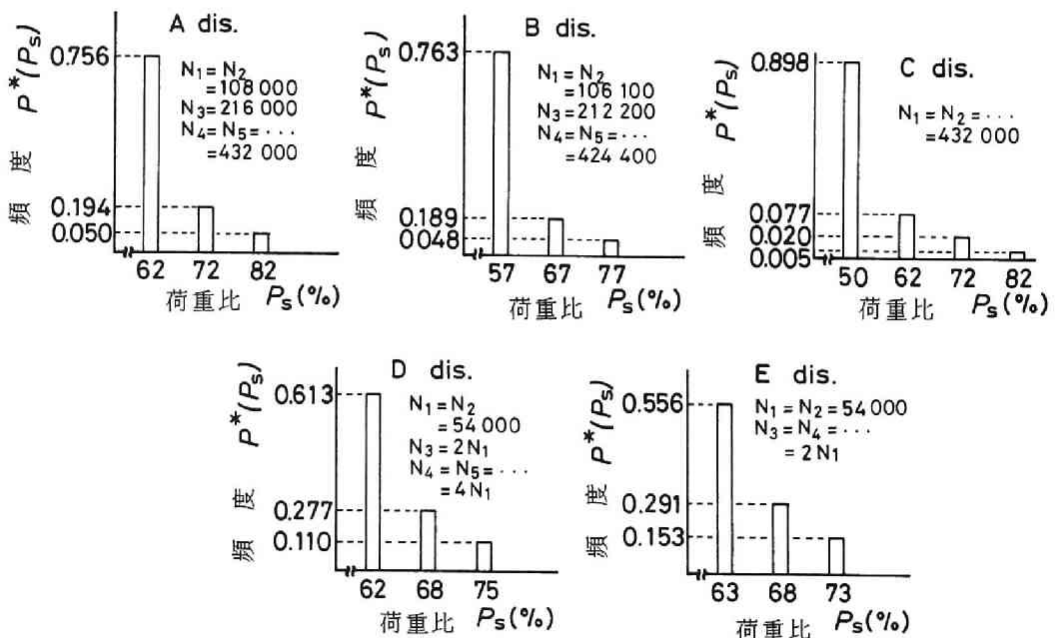


図5.2 変動荷重試験の詳細

る回数  $n_{u,k}$  ( $P_{sk}$ ) を測定した。

## 5.3 試験結果

### 5.3.1 コンクリート強度とはりの試験結果

表 5.5 は各打設日ごとの材令 28 日および疲労試験実施時におけるコンクリートの諸強度および主鉄筋の降伏・引張の各強度の平均値を示す。また、表 5.6 には各打設日ごとに、曲げ試験においては 1 本、せん断試験においては 2 本を無作為に抽出したはり供試体の静的破壊試験の結果を、表 5.7、5.8 には一定荷重と変動荷重の疲労試験の結果をそれぞれ一括して示す。

表 5.4 荷重順序

はりの種類 と荷重比の タイプ*	分 布 モデル	荷 重 順 序	
		荷重比 (%)** $P_{s1} \rightarrow P_{s2} \rightarrow P_{s3}$	荷重比の タ イ プ
A 1	** A, B C	77 → 67 → 57	減少型
A 2		57 → 67 → 77	増加型
A 3		67 → 57 → 77	下に凸型
A 4		67 → 77 → 57	上に凸型
B 1	** D E	75 → 68 → 62	減少型
B 2		62 → 68 → 75	増加型
B 3		68 → 62 → 75	下に凸型
B 4		68 → 75 → 62	上に凸型

\* A は A はりを B は B はりを示す

\*\* 荷重比 ( $P_{s1}, P_{s2}, P_{s3}$ ) の大きさについては B 分布モデルと D 分布モデルのものを示している。

表 5.5 使用材料の強度特性

試験 の 種類	はりの 種 類	打設日 No.	28 日			疲 労 試 験 時								
			圧 縮 強 度			圧 縮 強 度			引 張 強 度			弾 性 係 数		
			$\bar{f}_{c28}$ (kgf/cm <sup>2</sup> )	$l$	C.V. (%)	$\bar{f}_c$ (kgf/cm <sup>2</sup> )	$l$	CV( $f_c$ ) (%)	$\bar{f}_t$ (kgf/cm <sup>2</sup> )	$l$	C.V. (%)	$\bar{E}_c$ ( $\times 10^5$ kgf/cm <sup>2</sup> )	$l$	C.V. (%)
曲一定荷 げ重	A は り	1	420	5	5.3	546	10	5.4	46.3	5	3.2	3.71	10	6.8
		2	432	6	3.3	593	8	6.3	47.3	6	3.8	3.68	6	6.5
		3	424	6	4.4	553	8	5.2	46.9	6	5.4	3.74	6	8.6
		4	417	4	5.8	542	10	7.4	46.5	6	4.6	3.73	5	7.5
		5	419	4	3.6	534	10	4.6	44.8	6	4.2	3.68	5	7.6
	B は り	6	423	5	4.1	564	8	3.6	46.5	5	5.0	3.73	7	7.8
		7	401	6	4.8	526	8	3.4	44.3	5	4.5	3.64	6	5.6
		8	416	4	5.6	578	8	4.8	47.2	5	3.8	3.75	5	6.4
曲変動荷 げ重	A は り	9	410	5	6.2	532	8	4.4	—	—	—	3.78	3	4.6
		10	416	5	6.7	548	10	5.6	47.1	5	3.3	3.72	5	7.2
	B は り	11	408	4	2.8	558	8	5.8	44.8	4	4.8	3.64	4	5.5
		12	430	4	6.4	572	8	4.5	47.4	3	4.3	3.58	4	6.7
せん断荷 重	C は り	13	—	—	—	572	5	7.1	43.2	3	6.4	3.55	2	12.0
		14	—	—	—	584	5	4.0	37.0	3	4.8	3.23	2	1.5
		15	—	—	—	318	10	6.0	29.1	6	5.2	2.67	4	4.8

$l$  : 供試体数

C.V.,  $CV(f_c)$  : 変動係数

鉄 筋	試験の種類	はりの 種 類	降伏点強度 $f_{sy}$ (kgf/cm <sup>2</sup> )	引張強度 $f_{su}$ (kgf/cm <sup>2</sup> )
	一定荷重 変動荷重	A はり	3650	5680
		B はり	3900	6200
	せ ん 断	C・D はり	3800	5690



表 5.6 静的試験の結果

試験の 種 類	はりの種類	ひびわれ 荷 重** (ton)	終局耐力(荷重)		$\alpha$ $P_u/P_{uc}$	$\alpha$ の 平 均 $\bar{\alpha}$	破壊様式
			実験値 $P_u$ (ton)	計算値 $P_{uc}$ (ton)			
一定 (荷重試験に供したはり) 曲 げ	A-S-1	2.7	13.7	12.5	1.10	1.10	曲げ破壊 (曲げスパン内の コンクリートの 圧潰)
	A-S-2	2.8	13.9	12.6	1.10		
	A-S-3	2.5	13.8	12.5	1.10		
	A-S-4	2.7	13.5	12.5	1.08		
	A-S-5	2.5	13.7	12.4	1.10		
	A-F60-2*	2.6	13.9	12.5	1.11	—	
	A-F60-3*	2.5	14.2	12.5	1.14		
	B-S-6	3.3	22.0	21.5	1.02	1.01	
	B-S-7	3.1	21.0	21.0	1.00		
	B-S-9	3.2	22.1	21.5	1.02		
	B-F50-2*	3.3	22.9	21.5	1.06	—	
	B-F50-3*	3.2	23.4	21.5	1.09		
曲変 げ動	A-S-9	2.6	13.7	12.5	1.10	1.10	
	B-S-11	3.2	21.8	21.5	1.01	1.01	
せ 一 定 ん 荷 断重	C-S-13 ( $a/d=2.0$ )	9.5 10.3	14.9 13.5	10.4	1.43 1.30	—	斜め引張破壊
	C-F68-1	無***	21.5		2.07		せん断圧縮破壊
	C-F65-2	無***	20.0		1.92		
	C-S-14 ( $a/d=3.0$ )	6.5 7.5	9.0 10.7	8.7	1.03 1.23		斜め引張破壊
	C-F56-1	無***	14.0		1.61		せん断圧縮破壊
	D-S-15 ( $a/d=2.0$ )	8.5 8.3	12.7 14.0	8.5	1.49 1.65		斜め引張破壊
	D-F60-3*	無***	15.5		1.82		
	D-F57.5-1*	無***	13.5		1.59		

(注) \* 疲労試験において200万回載荷したはりを示す。

\*\* ひびわれ荷重は、曲げ試験においては曲げひびわれを、せん断試験においては斜めひびわれ発生時の荷重を示す。

\*\*\* 無：初載荷時には斜めひびわれが発生していなかったことを示す。

はりの種類のアルファベット第1字はA, B, C, Dはりを、第2字Sは静的、Fは疲労試験を、F50の50は荷重比( $P_s(\%)$ )を、最後の数字はコンクリートの打設No(S-2)ないしは、はり番号(F-60-3)を示す。

表 5.7(A) 一定荷重の疲労試験の結果(曲げ: A はり)

はりの種類*	上限荷重比 $P_s$ (%)	疲労寿命 $N$	順 序 統計量 $r$	生存確率 $P(N)$	破壊様式**	破壊位置
A-F 90-1	90	500	1	0.857	C	曲げスパン
A-F 90-2		800	2	0.714	C	"
A-F 90-3		4500	3	0.571	C	"
A-F 90-4		5500	4	0.429	C	"
A-F 90-5		19000	5	0.286	F	"
A-F 90-6		51000	6	0.143	F	"
A-F 85-1	85	4100	1	0.800	C	曲げスパン
A-F 85-2		10200	2	0.600	C	"
A-F 85-3		16000	3	0.400	C	"
A-F 85-4		27000	4	0.200	C	"
A-F 80-1	80	79000	1	0.857	F	曲げスパン
A-F 80-2		85000	2	0.714	F	"
A-F 80-3		107000	3	0.571	F	"
A-F 80-4		140000	4	0.429	F	"
A-F 80-5		147000	5	0.286	F	"
A-F 80-6		255000	6	0.143	F	"
A-F 75-1	75	237000	1	0.833	F	曲げスパン
A-F 75-2		251000	2	0.666	F	"
A-F 75-3		267000	3	0.500	F	せん断スパン
A-F 75-4		315000	4	0.333	F	曲げスパン
A-F 75-5		383000	5	0.167	F	"
A-F 70-1	70	348000	1	0.857	F	曲げスパン
A-F 70-2		403000	2	0.714	F	"
A-F 70-3		413000	3	0.571	F	"
A-F 70-4		422000	4	0.429	F	"
A-F 70-5		490000	5	0.286	F	"
A-F 70-6		623000	6	0.143	F	せん断スパン
A-F 65-1	65	559000	1	0.833	F	曲げスパン
A-F 65-2		890000	2	0.677	F	せん断スパン
A-F 65-3		1090000	3	0.500	F	曲げスパン
A-F 65-4		1270000	4	0.333	F	"
A-F 65-5		1560000	5	0.167	F	"
A-F 60-1	60	2100000	1	—	F	曲げスパン
A-F 60-2		> 2000000	2	—	—	—
A-F 60-3		> 2000000	3	—	—	—

\* はりの種類: 例えば A-F 80-2  
A はり 疲労試験 荷重比 はり番号

\*\* 破壊様式 C: コンクリート部の疲労破壊  
F: 鉄筋の疲労破断ではりが破壊したことを示す。

表 5.7 (B) 一定荷重の疲労試験の結果（曲げ：B はり）

はりの種類*	上 荷 重 比 $P_s$ (%)	疲 勞 寿 命 $N$	順 序 統 計 量 $r$	生 存 確 率 $P(N)$	破 壊 様 式**	破 壊 位 置
B-F 80-1	80	1200	1	0.833	C	曲げスパン
B-F 80-2		1900	2	0.667	C	"
B-F 80-3		3500	3	0.500	C	"
B-F 80-4		12000	4	0.333	C	"
B-F 80-5		24000	5	0.167	C	"
B-F 70-1	70	48000	1	0.857	C	曲げスパン
B-F 70-2		87000	2	0.714	C	"
B-F 70-3		145000	3	0.571	C	"
B-F 70-4		209000	4	0.429	C	"
B-F 70-5		226000	5	0.286	C	"
B-F 70-6		414000	6	0.143	C	"
B-F 60-1	60	173000	1	0.875	C	曲げスパン
B-F 60-2		246000	2	0.750	C	"
B-F 60-3		473000	3	0.625	C	"
B-F 60-4		630000	4	0.500	C	"
B-F 60-5		647000	5	0.375	C	"
B-F 60-6		940000	6	0.250	C	"
B-F 60-7		1650000	7	0.125	C	"
B-F 50-1	50	1560000	1	—	F	曲げスパン
B-F 50-2		> 2000000	2	—	—	—
B-F 50-3		> 2000000	3	—	—	—

\* はりの種類：例えば  $\begin{matrix} & B & F & 60 & - & 1 \\ & \swarrow & \downarrow & \downarrow & \searrow & \\ B\text{はり} & \text{疲労試験} & \text{荷重比} & \text{はり番号} & & \end{matrix}$  を示す。

\*\* 破壊様式 C：コンクリート部の疲労破壊，F：鉄筋の疲労破断によってはりが破壊したことを示す。

表 5.7 (C) 一定荷重の疲労試験の結果（せん断：C, D はり）

a/d	はりの種類*	上 限 荷 重 比 $P_s$ (%)	上 限 荷 重 (ton)	斜めひびわれ荷重 (ton)**	疲 勞 寿 命 $N$	破 壊 様 式**
2.0	C-F 74-1	74	10.5	9.3	2600	斜め引張
	C-F 70-1	70	10.0	10.0	130	"
	C-F 68-1	68	9.7	無	> $2 \times 10^6$	—
	C-F 65-1	65	9.3	9.3	1940000	鉄筋の破断
	C-F 65-2	65	9.3	無 (70)	> $2 \times 10^6$	—
3.0	C-F 64-1	64	6.3	無 (600)	600	斜め引張
	C-F 62-1	62	6.1	無 (750)	5500	"
	C-F 60-1	60	5.9	無 (1000)	910200	"
	C-F 56-1	56	5.5	無	> $2 \times 10^6$	—
	C-F 55-1	55	5.4	無 (800000)	2028000	斜め引張
2.0	D-F 80-1	80	10.7	8.0	2460	斜め引張
	D-F 75-1	75	10.0	8.6	1300	"
	D-F 70-1	70	9.4	8.0	500	"
	D-F 65-1	65	8.7	7.6	170	斜め引張
	D-F 65-2			8.4	400	"
	D-F 65-3			7.0	500	"
	D-F 60-1	60	8.0	7.8	280	斜め引張
	D-F 60-2			8.0	254300	せん断圧縮
	D-F 60-3			無 (100)	> $2 \times 10^6$	—
	D-F 57.5-1	57.5	7.7	7.7	> $2 \times 10^6$	斜め引張

\* はりの種類：例えば  $\begin{matrix} & D & - & F & 60 & - & 1 \\ & \swarrow & \downarrow & \downarrow & \searrow & \\ D\text{はり} & \text{疲労試験} & \text{荷重比} & \text{はり番号} & & \end{matrix}$

\*\* 初載荷時の斜めひびわれ荷重 無：初載荷時に斜めひびわれ無し，  
無（ ）：初載荷時に斜めひびわれ無しのはりが載荷回数（ ）で斜めひびわれが発生したことを示す。

表 5.8 変動荷重疲労試験の結果

はり供試体の記号	採用した分布モデル	荷重順序 荷重比 (%) $P_{S_1} \rightarrow P_{S_2} \rightarrow P_{S_3}$	破 壊 時			順 序 統計量 $r$	生 存 率 $P(M)$	累積繰返し比		破壊 様式	破壊位置
			荷重ブ ロック $u$	荷重比 $P_{sk}$	疲労寿命 $\sum n$			$M$	$M_1$		
A-A2-1	A	62 → 72 → 82	3	62	344440	1	0.80	0.42	3.40	F	曲げスパン
A-A1-2		82 → 72 → 62	4	82	442560	2	0.60	0.77	5.41	F	〃
A-A3-3		72 → 62 → 82	4	72	472160	3	0.40	0.77	5.72	F	せん断スパン
A-A4-4		72 → 82 → 62	5	72	870460	4	0.20	1.38	10.01	F	曲げスパン
A-B4-1	B	67 → 77 → 57	6	57	1590880	1	0.80	1.25	11.2	F	曲げスパン
A-B3-2		67 → 57 → 77	8	67	2159800	2	0.60	1.66	15.0	F	〃
A-B1-3		77 → 67 → 57	8	57	2497560	3	0.40	1.91	17.3	F	〃
A-B2-4		57 → 67 → 77	11	57	3711460	4	0.20	2.68	24.6	F	〃
A-C1-1	C	$P_{S_1} \rightarrow P_{S_2} \rightarrow P_{S_3} \rightarrow P_{S_4}$									
A-C2-2		82 → 72 → 62 → 50 50 → 62 → 72 → 82	10 33	50 50	4120570 13908780	— —	— —	1.09 3.95	14.2 30.3	F F	せん断スパン 曲げスパン
B-D4-1	D	68 → 75 → 62	3	68	118800	1	0.80	0.52	0.75	C	曲げスパン
B-D1-2		75 → 68 → 62	3	62	198080	2	0.60	0.89	1.29	C	〃
B-D3-3		68 → 62 → 75	4	68	217200	3	0.40	1.20	1.35	C	〃
B-D2-4		62 → 68 → 75	6	62	673500	4	0.20	2.88	4.09	C	〃
B-E3-1	E	68 → 63 → 73	2	73	105590	1	0.80	0.47	0.70	C	曲げスパン
B-E4-2		68 → 73 → 63	4	68	235500	2	0.60	1.09	1.61	C	〃
B-E1-3		73 → 68 → 63	4	68	251970	3	0.40	1.25	1.83	C	〃
B-E2-4		63 → 68 → 73	8	68	736980	4	0.20	3.28	4.88	C	〃

・例えば A-A1-2  
 A はり      ↓      荷重順序      ↓      はり番号  
                   ↓                                      ↓  
                   分布モデル                                      分布モデル

荷重順序 (表 5.4 参照) ; 1 : 減少型, 2 : 増加型  
 3 : 下に凸型, 4 : 上に凸型

### 5.3.2 静的試験

表 5.6 より明らかなように、同一条件のはりにおいてもその終局耐力の実験値に差があるので、ここでは終局耐力は以下のような断面解析から算定した。解析においては、コンクリートの引張抵抗を無視し、コンクリートと鉄筋の応力～ひずみ関係を図 5.3 に示すような完全弾性塑性体で近似する。この場合、コンクリートの弾性係数には  $\frac{1}{3}$  割線弾性係数を、鉄筋のそれには  $2.1 \times 10^6 \text{ kgf/cm}^2$  を用いることにする。曲げ応力の計算にあたっては、鉄筋とコンクリート間の付着は完全であるとし、ひずみ分布は平面保持の仮定に従うものとする。

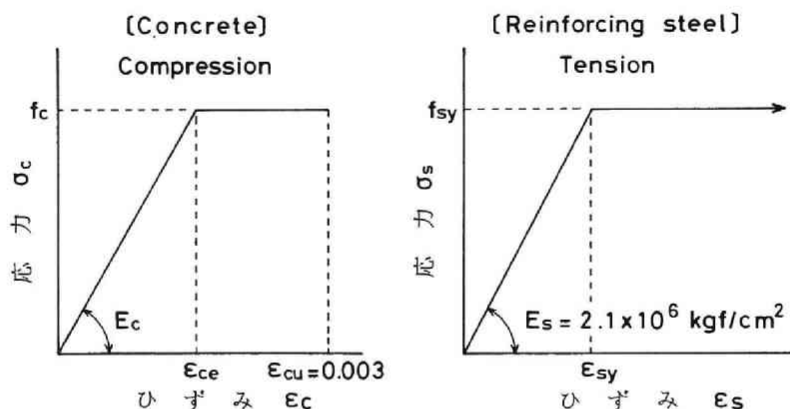


図 5.3 理想化した応力～ひずみ関係

計算は、断面上縁のコンクリートの圧縮ひずみ ( $\epsilon_c$ ) を任意に与え (ここでは  $\epsilon_c = 25 \times 10^{-6}$  刻み)、式 (5.1) の軸方向の力のつり合いを満足するような中立軸の位置 ( $X$ ) を求めた後、式 (5.2) によってモーメント ( $M_0$ ) を算定する方法を採った。

$$C(X) = T(X) \quad \dots\dots\dots (5.1)$$

$$M_0 = C(X) \cdot (X - Y_c) + T(X) \cdot (d - X) \quad \dots\dots\dots (5.2)$$

ここに、 $C(X)$ 、 $T(X)$ ：それぞれ中立軸の位置が  $X$  のときのコンクリートの圧縮合力と主鉄筋の引張合力、 $Y_c$ ： $C(X)$  の作用位置から断面上縁までの距離、 $d$ ：有効高さ

表 5.6 中のはりの静的終局耐力の計算値 ( $P_{uc}$ ) は、コンクリートの最大圧縮ひずみ  $\epsilon_{cu} = 0.003$  と仮定して求めた。一方、せん断試験におけるはりの静的せん断耐力の計算値 ( $V_{uc}$ ) は岡村・桧貝の式 (式 5.3)<sup>7)</sup> を用いて求め、終局荷重  $P_{uc} = 2 V_{uc}$  で表わしている。

$$V_{uc} = 0.2 f_c^{1/3} \cdot (0.75 + 1.4 d/a) \cdot (1 + \beta_p + \beta_d) \cdot b_w \cdot d \quad \dots\dots\dots (5.3)$$

$$\text{ここに、} \beta_p = \sqrt{100 p_w} - 1, \quad \beta_d = (1000/d)^{1/4} - 1$$

$f_c$ ：コンクリートの円柱強度 (Mpa)、 $a$ ：せん断スパン長 (mm)、 $d$ ：有効高さ (mm)、 $p_w = A_s / (b_w \cdot d)$ ：引張鉄筋比、 $b_w$ ：ウェブ幅 (mm)、 $A_s$ ：引張鉄筋の断面積 (mm<sup>2</sup>)  
 $V_{uc}$ ：静的せん断強度 (ニュートン)

表5.6より、静的曲げ破壊試験におけるAはりの終局耐力比( $\alpha = P_u/P_{uc}$ : 実験値と計算値の比)は、1.08から1.10の範囲にある。一方、Bはりのそれは1.00から1.02の範囲にあり、両はりとも $\alpha$ の平均値( $\bar{\alpha}$ )からのばらつきは小さく1%以内にあることがわかる。このことより、曲げ疲労試験に供した各はりの終局耐力は、上記曲げ耐力の計算値( $P_{uc}$ )にそれぞれはりの平均終局耐力比( $\bar{\alpha}$ : Aはり $\bar{\alpha}=1.09$ , Bはり $\bar{\alpha}=1.01$ )を乗じた値を採用し、これをもとに疲労試験における上・下限荷重を決定した。これに対して、せん断疲労試験に供したC, Dはりの静的終局耐力比 $\alpha$ ( $\alpha = V_u/V_{uc} = P_u/P_{uc}$ : 実験値と計算値の比)は、曲げ試験のそれに比してかなり大きなばらつきを示しかつコンクリートの圧縮強度の小さなDはりで大きな値となっている。そこで各打設日ごとに2本のはり供試体の静的せん断破壊試験を行い、これら試験で得られたせん断耐力の平均値を各打設日ごとのはりの静的終局耐力として採用した。

つぎに、200万回までの繰返し載荷で破壊しなかったはりの終局耐力比は、曲げ、せん断試験に関係なく、初載荷時に静的破壊試験を行ったはりのそれよりも大きくなる傾向を示している。これは、はりそのものの静的終局耐力が大きかったことも一因と考えられるが、荷重履歴を受けることによって圧縮域のコンクリートが一種のひずみ硬化現象を起こすこと、ひびわれの分散によって応力分布が均一化し、応力集中が減少することなどによって終局耐力が増加したものと考えられる。

以下においては、曲げ試験の結果について述べ、せん断試験の結果は5.8節で述べる。

図5.4に、はり上縁から1cm位置におけるコンクリートひずみと荷重との関係、および鉄筋のひずみと荷重との関係を示す。図より、ひびわれ前の低荷重域においてはコンクリートの引張強度を無視したために、計算値が実験値よりも大きくなっているが、全般的にはコンクリート、鉄筋ひずみとも計算値と実験値はかなり良く一致しているといえる。したがって、上記の式(5.1)、(5.2)を用いることによって、コンクリートおよび鉄筋の応力をかなりの精度で推定できるものと考えられる。

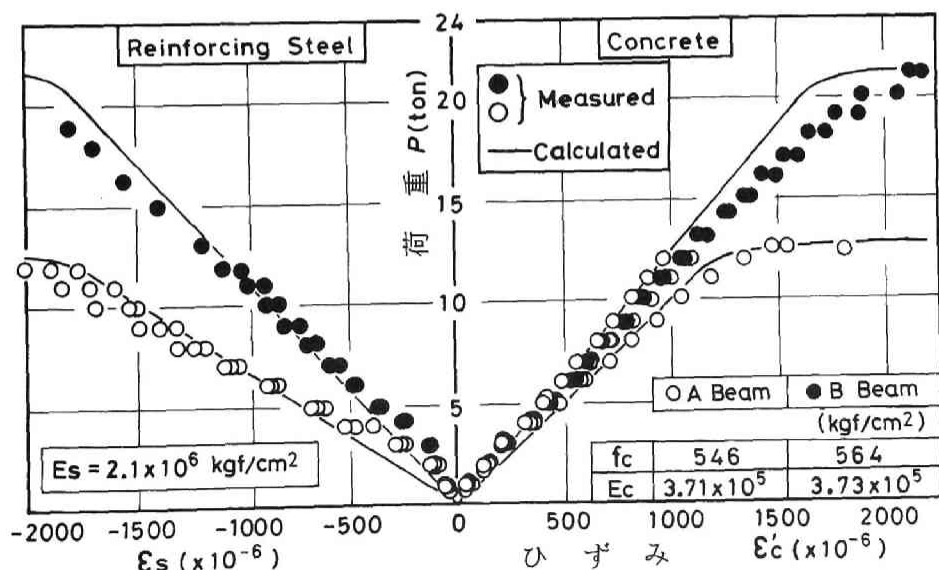


図5.4 荷重～ひずみ関係

表 5.9 に曲げスパン内におけるコンクリート上縁応力 ( $\sigma_c$ ) と鉄筋応力 ( $\sigma_s$ ) の計算値を示す。表より、A はりにおいては荷重比 ( $P_s$ ) 85 % 程度で鉄筋は降伏するものと考えられる。

表 5.9 上限荷重用時のコンクリートと鉄筋の応力

はりの 種 類	上 限 荷重比 $P_s$	鉄 筋			コ ン ク リ ー ト		
		ひ ず み $ \epsilon_s $ ( $\times 10^{-6}$ )	応 力 $\sigma_s$ (kgf/cm <sup>2</sup> )	$S_{sb}$ $\sigma_s / f_{sy}$	ひ ず み $\epsilon_c$ ( $\times 10^{-6}$ )	応 力 $\sigma_c$ (kgf/cm <sup>2</sup> )	$S_{cb}$ $\sigma_c / f_c$
A は り	90	3985	3650	1	1835	546	1
	85	1708	3587	0.98	1257	469	0.86
	80	1608	3377	0.93	1183	441	0.81
	75	1507	3166	0.87	1109	414	0.76
	70	1407	2955	0.81	1035	386	0.71
	65	1306	2744	0.75	961	359	0.66
	60	1206	2532	0.69	887	331	0.61
	10 *	201	422	0.12	147	55	0.10
B は り	80	1484	3116	0.80	1586	564	1
	70	1295	2720	0.70	1386	517	0.92
	60	1110	2331	0.60	1188	443	0.79
	50	925	1943	0.50	989	369	0.65
	10 *	185	389	0.10	198	74	0.13

\* 10 は下限荷重比を示す。

### 5.3.3 繰返し一定荷重下における RC はりの破壊様式

破壊した位置と破壊様式を表 5.6，表 5.7 に併記した。曲げ荷重の静的試験 (200 万回 繰返し載荷後に静的に破壊させたはりを含む) では，A，B 両はりとも主鉄筋が降伏し，曲げスパン内のコンクリートが圧潰した。疲労試験では，A はりにおいて荷重比 85 % 以上の場合には，荷重比 90 % のはり 2 本が鉄筋破断で破壊したことを除き，曲げスパン内のコンクリートの圧潰で破壊した。一方，荷重比 80 % 以下では，全てののはりは鉄筋の疲労破断によって破壊した。B はりの場合には，荷重比 50 % のはり 1 本が鉄筋の疲労破断で破壊し，これより大きい荷重比では全てのはり供試体は曲げスパン内のコンクリートの圧潰で疲労破壊した。

図 5.5 に RC はりの破壊様式と材料応力の計算値 (表 5.9 参照) との関係を示す。図中の破壊様式 C はコンクリート圧潰型の，F は鉄筋破断型の破壊を，C & F はコンクリート圧潰型と鉄筋破断型の破壊が混在したことを表わしている。また，ゾーン A は鉄筋量の多い領域でコンクリート圧潰型の破壊を呈する。一方，ゾーン C は鉄筋量の少ない領域で，鉄筋破断型の破壊が起こりやすい領域を示す。図より全体的な傾向として，繰返し荷重を受ける RC はりの曲げ破壊様式は，静的終局耐力に近い高荷重比を受ける場合，さらには作用する荷重比が比較的小さくともその時のはり上縁のコンクリートの応力比 ( $S_{cb}$ ) が 0.8 程度以上の場合にはコンクリート圧潰型の破壊になる。また，作用荷重が小さくはりの疲労寿命が長くなると，鉄筋量の多い場合でも鉄筋破断型の破壊になる傾向のあることがわかる。

なお、このような曲げ破壊様式の相違の兆は肉眼によっても観察される。すなわち、はりの破壊がコンクリート圧潰型を示す場合には、ひびわれ開口部からコンクリートの粉をふき出し、徐々にその量を増して破壊に至る比較的ゆるやかな破壊過程を経る。一方、はりの破壊が鉄筋破断型を示す場合、コンクリートの粉のふき出し量は少なく、破壊はほとんど前兆を示すことなく急激に生じ、この傾向は高荷重比よりも低荷重比で顕著である。

これは図5.6に示すように、高荷重比で鉄筋が破断する場合には絞りを呈して破断するのに対し、低荷重比では鉄筋が絞りのない破断を示すことにも関係しているものと考えられる。

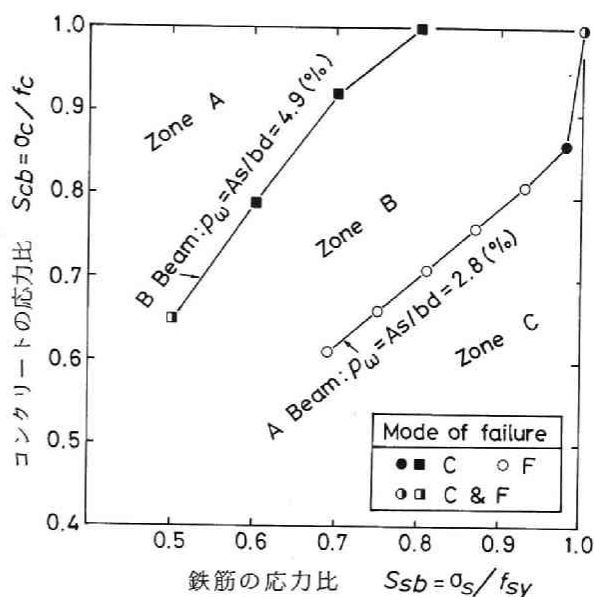


図5.5 使用材料の応力比とはりの破壊様式

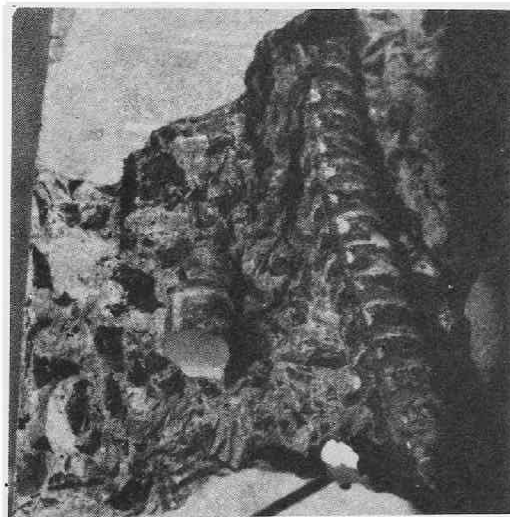


図5.6 鉄筋の破面(左:  $P_s = 65\%$ , 右:  $P_s = 90\%$ )

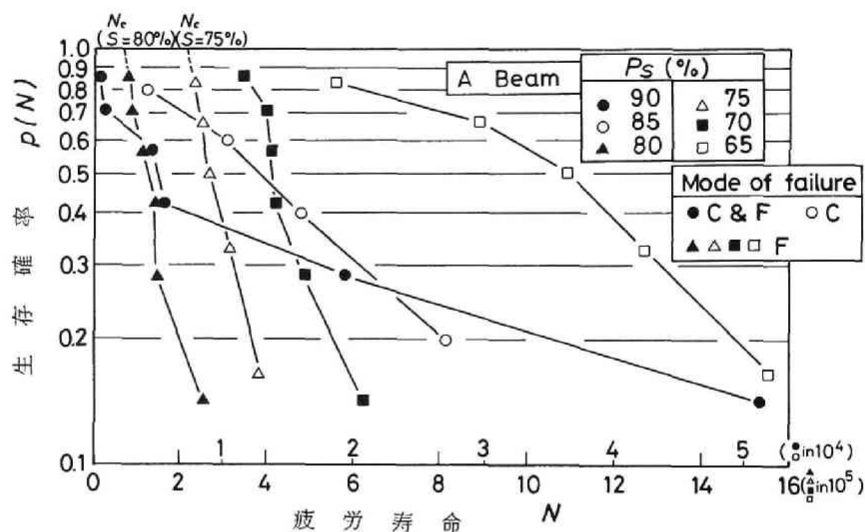
#### 5.3.4 疲労寿命の分布と $P_s - \bar{N}$ 線式

RCはりやPCはりの疲労寿命は、同一試験条件であってもかなり大きなばらつきを示すことが認められている。<sup>8), 1)</sup> このばらつきは、コンクリートや鉄筋の使用材料に関する静的強度や疲労寿命のばらつき、さらには、はりそのものの疲労性状にも起因するものと考えられる。

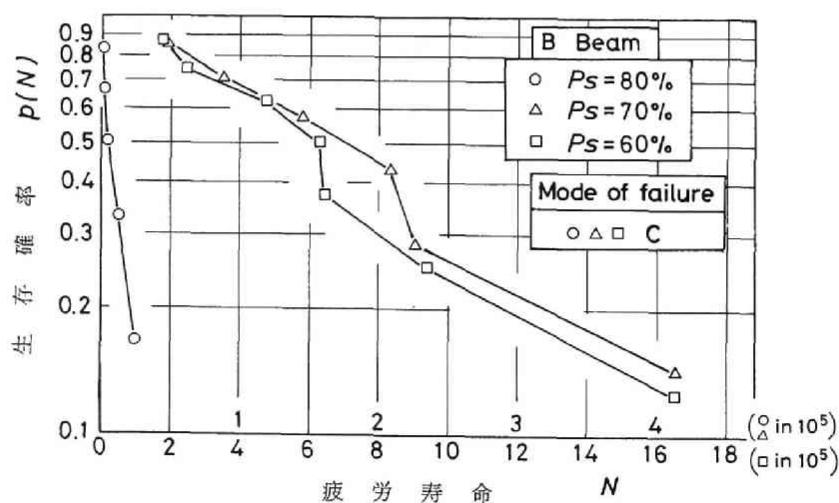


図 5.7 に一定荷重試験におけるはりの生存確率の対数と疲労寿命，すなわち  $\log P(N) - N$  関係を示す（表 5.7 参照）。データ数は少ないが，全般的に次のことがいえる。 $\log P(N) - N$  曲線の傾きで表わされる故障率  $\lambda(N)$  は，各荷重比 ( $P_s$ ) に対して，はりが同一の破壊様式を示す場合にはほぼ一定値を示す。一方，コンクリート圧潰型と鉄筋破断型の破壊が混在する場合 (A はりの  $P_s = 90\%$ ) には， $\lambda(N)$  は  $N$  の増加とともに減少する傾向を示す。これらの事実より，同一破壊様式を示すはりの疲労寿命に対しては，指数分布<sup>9)</sup>による統計的処理が可能であると考えられる。

しかし，ここでは疲労寿命の分布をさらに明確にするため，対数正規分布への当てはめを検討した。



(A) A はり



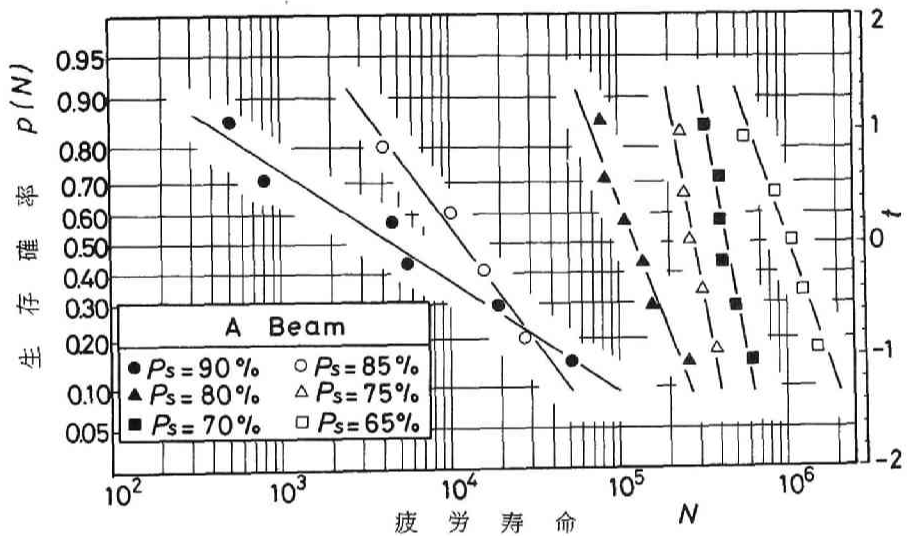
(B) B はり

図 5.7  $P(N) - N$  関係 (C : コンクリート圧潰型, F : 鉄筋破断型, C & F : C と F の混在)

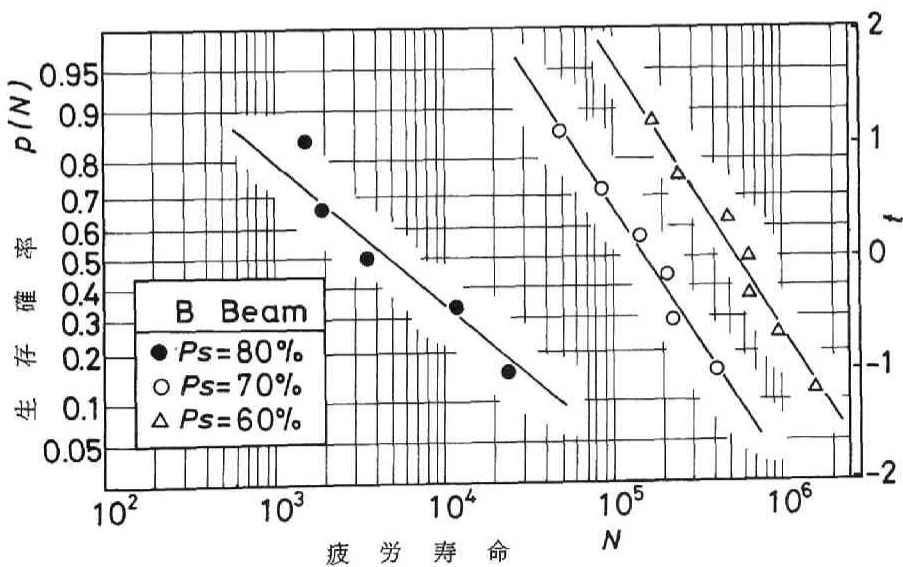
図 5.8 は各荷重比における RC はりの疲労寿命 ( $N$ ) と生存確率 ( $P(N)$ ) の関係を対数正規確率紙上にプロットしたものである。図より、疲労寿命と生存確率との間には明確な直線関係が認められ、各荷重比ごとの疲労寿命の分布は式 (5.4) で表わされる対数正規分布に従うとみなせる。

$$t = A_1 \log N + B_1 \quad \dots\dots\dots (5.4)$$

表 5.10 に上式を最小 2 乗法によって求めた直線式および平均疲労寿命 ( $\bar{N}$ )、 $\log N$  の標準偏差  $V(\log N)$  の計算結果を示す。



(A) A はり



(B) B はり

図 5.8 RC はりの疲労寿命の対数正規分布への当てはめ

表 5.10 回帰分析結果

はり	荷重比 $P_s$ (%)	回 帰 式 $t = A_1 \log N + B_1$	$\bar{N} =$ $10^{-B_1/A_1}$	$V(\log N)$
A は り	90	$t = 0.985 \log N + 3.609$	4610	1.02
	85	$t = 2.044 \log N + 8.308$	11600	0.49
	80	$t = 3.981 \log N + 20.288$	125000	0.25
	75	$t = 8.533 \log N + 46.558$	286000	0.12
	70	$t = 8.438 \log N + 47.639$	442000	0.12
	65	$t = 4.304 \log N + 25.849$	1014000	0.23

はり	荷重比 $P_s$ (%)	回 帰 式 $t = A_1 \log N + B_1$	$\bar{N} =$ $10^{-B_1/A_1}$	$V(\log N)$
B は り	80	$t = 1.281 \log N + 4.676$	4670	0.78
	70	$t = 2.294 \log N + 11.881$	151000	0.44
	60	$t = 2.361 \log N + 13.486$	515200	0.42

図 5.9 は表 5.10 の  $V(\log N)$  と荷重比 ( $P_s$ ) との関係を示したもので、B はりに対しては、 $P_s$  作用時のはり上縁のコンクリート応力比 ( $S_{cb}$ : 表 5.9 参照) も示し、さらにプレーンコンクリートの応力比  $S$  に相応する  $V(\log N)$  の値 (図 3.5 参照) を  $S = S_{cb}$  上にプロットしている。図より、 $V(\log N)$  を指標とする RC はりの疲労寿命のばらつきは、破壊様式の影響を強く受け、①コンクリート圧潰型と鉄筋破断型の破壊が混在する荷重比 (A はりの  $P_s = 90\%$ )、②コンクリート圧潰型の破壊 (A はりの  $P_s = 85\%$  と B はり)、③鉄筋破断型の破壊 (A はりの  $P_s = 80\%$  以下)、の順に小さくなる。なお、鉄筋破断型の破壊において、 $P_s = 80\%$  で  $P_s = 75\%$  よりも大きなばらつきが現われているのは応力レベルの減少とともに疲労寿命のばらつきが小さくなる、また、 $P_s = 70\%$  より小さな荷重比  $P_s = 65\%$  でやや大きなばらつきが現われたのは疲労限近くの応力レベルで疲労寿命のばらつきが大きくなる、という鋼の疲労特性が鉄筋破断型の RC はりにおいても現われたものと考えられる。一方、コンクリート圧潰型の RC はりの  $V(\log N)$  は、同一応力比における圧縮応力下のプレーンコンクリートの  $V(\log N)$  とほぼ等しい値を示している。これらのことは、RC はりの疲労特性がその構成材料単体の疲労特性とかなり密接に関係することを示唆している。

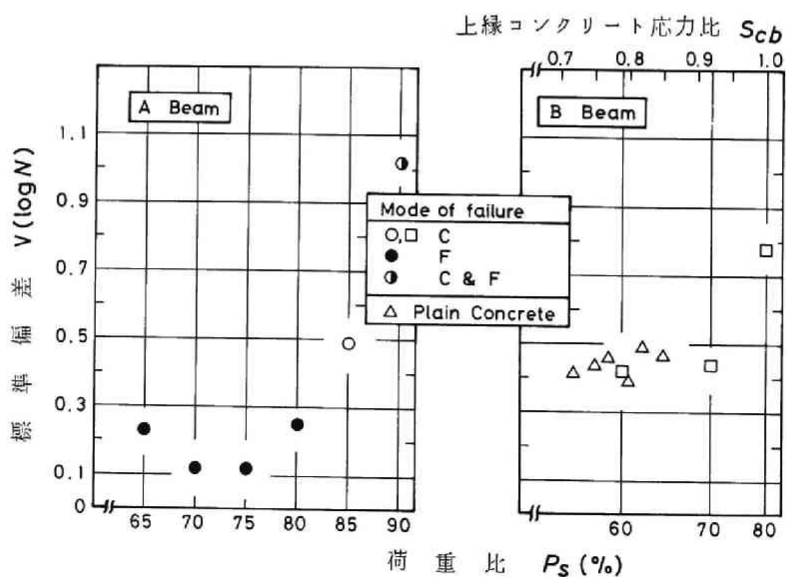


図 5.9 RC はりの疲労寿命のばらつき

つぎに、 $P_s - \bar{N}$ 線式について考えてみる。 $P_s - \bar{N}$ 線式としては、ここでは次式を用いることにする。

$$P_s = A \log \bar{N} + B \quad \dots\dots\dots (5.5)$$

本実験のAはりの全荷重比範囲に上式を適用し、最小2乗法によってA、Bを決定すると

$$A \text{ はり: } P_s = 126.18 - 9.76 \log \bar{N}$$

となる。上式に $\bar{N} = 200$ 万回を代入して求めた疲労強度は $P_s = 65\%$ となる。

図5.10に、式(5.5)を採用した場合の $P_s - \bar{N}$ 線図を示す。図より、この場合、プロット点の直線性は明確でなく、さらに200万回疲労強度65%の値は本実験結果に比べて大きい値を与えている。そこでほぼ直線関係にある荷重比( $P_s$ )80%以下のデータに対して式(5.5)を適用すると、式(5.6)となる。この場合、200万回疲労強度は $P_s = 60\%$ となり、実験結果に近い値を与えている。

$$\text{鉄筋破断型のAはり: } P_s = 166.27 - 16.89 \log \bar{N} \quad \dots\dots\dots (5.6)$$

一方、コンクリート圧潰型の破壊を示したBはりにおいても、荷重比 $P_s = 80\%$ の疲労寿命は著しく短かく、これを除いた $P_s - \bar{N}$ 線式は次式で表わされる。

$$B \text{ はり: } P_s = 162.06 - 17.81 \log \bar{N} \quad \dots\dots\dots (5.7)$$

上式は同一破壊様式を示したAはりの荷重比 $P_s = 85\%$ のプロット点をほぼ通る直線となり、さらに200万回疲労強度 $P_s = 50\%$ は実験結果に近い値を与えている。これらのことは、RCはりの $P_s -$

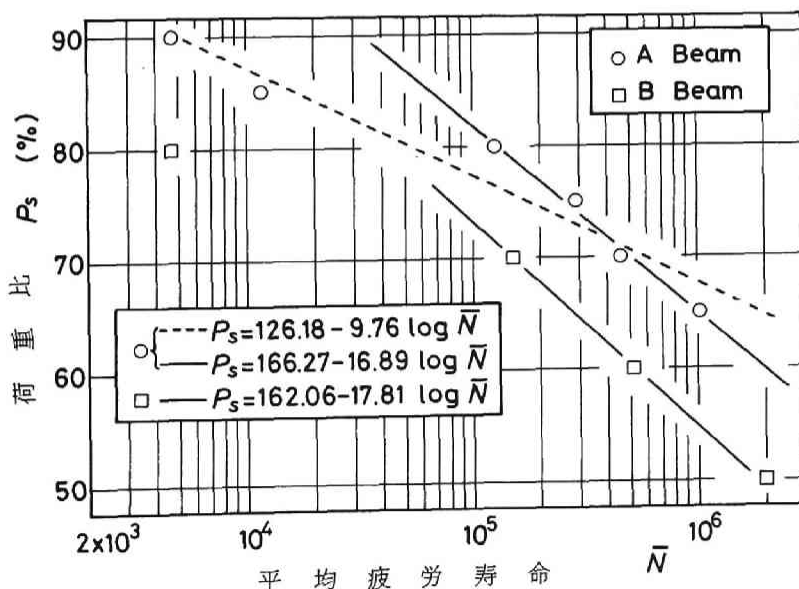


図5.10 RCはりの $P_s - \bar{N}$ 線図

$\bar{N}$ 線式は、作用荷重の大きさや鉄筋比に関係する破壊様式をも考慮して推定されるべきであることを示している。

## 5.4 コンクリートおよび鉄筋応力とはりの疲労寿命

一般に、偏心荷重によって応力勾配を有するコンクリートの疲労強度は、一様圧縮を受けるコンクリートのそれよりも大きくなる。<sup>10), 11)</sup> 曲げを受けるRC部材においてもコンクリートの圧縮域に応力勾配が存在する。この場合、コンクリートの縁応力や鉄筋応力は、クリープやひびわれ伝播の影響を受けて繰返し荷重回数の増加とともに変化し、これに伴って応力勾配も変化することになる。このため、任意の繰返し荷重回数における材料の応力や応力勾配を正確に推定することはきわめて困難である。そこで、ここでは初荷重時におけるはり上縁のコンクリート応力( $\sigma_c$ )および鉄筋応力( $\sigma_s$ )の計算値(表5.9)に基づいて、材料素材の応力とはりの疲労寿命との関係を考察し、併せて一軸圧縮応力下の $S-\bar{N}$ 線式を、コンクリート圧潰型の破壊を示すRCはりの疲労寿命の推定に適用する手法について検討する。

### (1) コンクリート応力とコンクリート圧潰型のRCはりの疲労寿命

ここでは、コンクリートの応力比 $S$ をはりの場合には $S_{cb}$ (はり上縁)、中心および偏心圧縮応力を受けるプレーンコンクリートにおいては $S_c$ と表記する。

図5.11は、はり上縁におけるコンクリートの圧縮応力比( $S_{cb}$ )と疲労寿命( $N$ )との関係を示したもので、図中の斜線領域は表3.8に示した中心圧縮によるプレーンコンクリートの $S_c-\bar{N}$ 線式の上限と下限値の範囲を、直線Bは偏心圧縮荷重( $e=h/6$ :偏心距離 $e$ を核点に採った)試験による

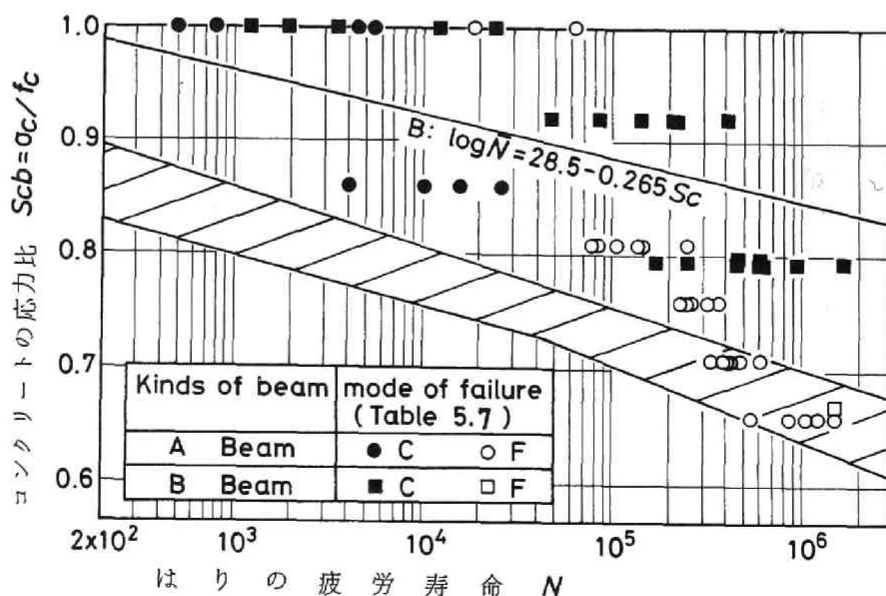


図5.11 はり上縁コンクリートの応力比と疲労寿命の関係

Ople ら<sup>10)</sup> の提案  $S_c - \bar{N}$  線式を表わしたものである。図より、コンクリート圧潰型を示したはりに着目すると、はり上縁コンクリートの応力比 ( $S_{cb}$ ) が大きく、とくに  $S_{cb} = 0.9$  以上においては、プロット点は全て偏心載荷試験における直線 B の上側にある。一方、 $S_{cb} = 0.9$  以下においては、プロット点は直線 B の下側にあり、 $S_{cb}$  の減少とともに中心圧縮試験における斜線領域に近づく傾向が見られる。同様の傾向は、最近魚本ら<sup>12)</sup> の行った鋼繊維補強 RC はりの曲げ疲労試験においても観察されている。これらの事実より、上縁コンクリート応力比 ( $S_{cb}$ ) を基準としたはりの疲労寿命 ( $N$ ) は、中心圧縮試験で得られたコンクリート素材の  $S_c - \bar{N}$  線式から推定される疲労寿命よりも安全側にあるが、安全性の程度は応力比 ( $S_{cb}$ ) の低下に伴って減小することがわかる。このような挙動を考慮すると、ACI 215<sup>13)</sup> 委員会の考え方 “応力勾配の存在は疲労寿命に有利な影響を及ぼすが、この影響を偏心載荷試験の  $S_c - \bar{N}$  線式に見られるように過大に評価せず、曲げを受ける部材の設計においては安全のため応力勾配の影響を考慮しない方が良い” は適切なものであるといえる。

一方、より合理的かつ経済的な設計を行うという立場からは、応力勾配が疲労寿命に及ぼす有利な影響を考慮していく必要がある。ここでは、RC はりの疲労寿命を中心圧縮試験における  $S_c - \bar{N}$  線式と関連づけて推定する方法として、はり上縁コンクリート応力比 ( $S_{cb}$ ) を低減させる手法について検討する。

図 5.12 は、はり上縁応力 ( $\sigma_c$ ) の低減値 ( $\beta$ ) を決定する手法を概略したものである。図 (A) 中の実線はコンクリートの  $S_c - \bar{N}$  線式を示し、プロット点は一定荷重試験における各荷重比 ( $P_s$ ) 作用時のはり上縁のコンクリート応力比 ( $S_{cb}$ ) と平均疲労寿命 ( $\bar{N}$ ) を示す点で、これらはコンクリート材料およびはりの疲労試験を行うことによって決定される。このとき、低減値 ( $\beta$ ) は、例えば

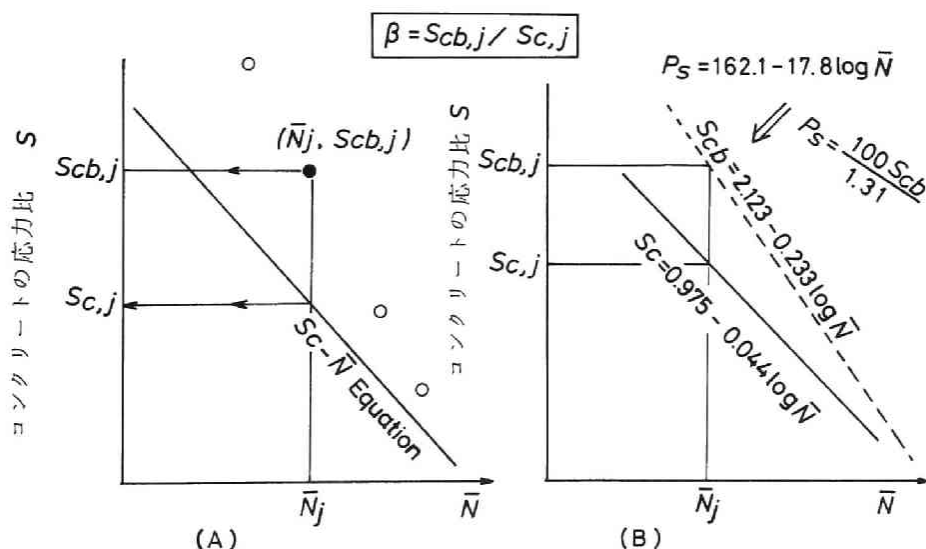


図 5.12 低減係数 ( $\beta$ ) を決定するための概略

$\bar{N} = \bar{N}_j$ ,  $S_{cb} = S_{cb,j}$  を示すはりに注目して,  $\bar{N} = \bar{N}_j$  の値を  $S_c - \bar{N}$  線式に代入し  $S_c = S_{c,j}$  を求めることによって  $\beta = S_{cb,j} / S_{c,j}$  で算定される。ここでは,  $S_c - \bar{N}$  線式として第3章の研究で得られた本実験式 (5.8) と松下の提案式 (5.9) を用いて低減値 ( $\beta$ ) を検討することにした。

$$\text{本実験式} : S_c = (-4.4 \log \bar{N} + 97.5) / 100 \quad \dots\dots\dots (5.8)$$

$$\text{松下式} : S_c = 1 - (1 - S_{cmin}) \cdot \log \bar{N} / 17 \quad \dots\dots\dots (5.9)$$

ここに,  $S_{cmin}$  は下限荷重比 ( $P_s = 10\%$ ) 作用時のはり上縁のコンクリートの応力比である。

表5.11 に, コンクリートの圧潰で破壊したはりに対して, 上限荷重比 ( $P_s$ ),  $P_s$  作用時の平均疲労寿命 ( $\bar{N} = \bar{N}_j$ ), コンクリート上縁ひずみ ( $\epsilon_c$ ), 上縁応力 ( $\sigma_c$ ), 応力比 ( $S_{cb} = S_{cb,j}$ ), 中立軸の位置 ( $X$ ), 曲率 ( $\phi = \epsilon_c / X$ ), プレーンコンクリートの応力比 ( $S_c = S_{c,j}$ ) および低減値  $\beta$  の計算結果を示す。

表5.11 応力勾配が疲労強度に及ぼす影響評価の試算

はりの種類	荷重比 $P_s$ (%)	はりの平均疲労寿命 $\bar{N} = \bar{N}_j$	上縁コンクリート			中立軸の位置 $X$ (cm)	曲率 $\phi$ ( $\times 10^{-3} / \text{cm}$ )	$S_c = S_{c,j}$		低減値 $\beta = S_{cb} / S_c$	
			ひずみ $\epsilon_c (\times 10^{-4})$	応力 $\sigma_c (\text{kgf/cm}^2)$	$S_{cb} = \sigma_c / f_c$			本実験式	松下式	本実験式	松下式
A はり	85	11600	1257	467	0.86	7.016	1.79	0.796	0.784	1.08	1.10
	10	—	147	55	0.10						
B はり	80	4670	1586	564	1	8.524	1.86	0.813	0.812	1.23	1.23
	70	151000	1386	517	0.92	8.529	1.63	0.747	0.735	1.23	1.25
	60	515200	1188	443	0.79		1.37	0.724	0.708	1.09	1.12
	10	—	198	74	0.13		—	—	—	—	—

図5.12 (B) は, 実線が本実験式 (式5.8) を, 破線はBはりの  $P_s - \bar{N}$  線式 (式5.7) を表5.9をもとに換算した  $S_{cb} - \bar{N}$  線式 (式5.10の左の式) を示したものである。

$$S_{cb} = 2.123 - 0.233 \log \bar{N}, \quad S_c = 0.975 - 0.044 \log \bar{N} \quad \dots\dots\dots (5.10)$$

上式より,  $\log \bar{N}$  を消去することによって, 低減値  $\beta$  は次式で表わされる。

$$\beta = S_{cb} / S_c = 1 / (0.19 + 0.58 / S_{cb}), \quad \text{ただし } \beta \geq 1 \quad \text{とする} \quad \dots\dots\dots (5.11)$$

図5.13 は, 表5.11 に示した低減値 ( $\beta$ ) と曲率 ( $\phi$ ) あるいは, はり上縁のコンクリート 応力比 ( $S_{cb}$ ) との関係を図示したものである。図(A)より, 曲率 ( $\phi$ ) と  $\beta$  との間には明確な関係が認められず, とくに同一の曲率に対する  $\beta$  の値はAはりとBはりでかなり異った値を示すことがわかる。同図(B)は, はり上縁のコンクリート 応力比 ( $S_{cb}$ ) と  $\beta$  との関係を示したもので, 全般的な傾向として,  $\beta$  の値は  $S_{cb}$  の増加に伴って大きくなる。なお, 本実験式 (式5.8) と松下式 (式5.9) による  $S_c - \bar{N}$  線式が  $\beta$  値に及ぼす影響はきわめて小さく,  $\beta$  の最大値を  $\beta = 1.23$  とすれば, 式(5.11)の  $\beta$  は (図5.13 (B) 中の実線と破線) 次式で表わされる。

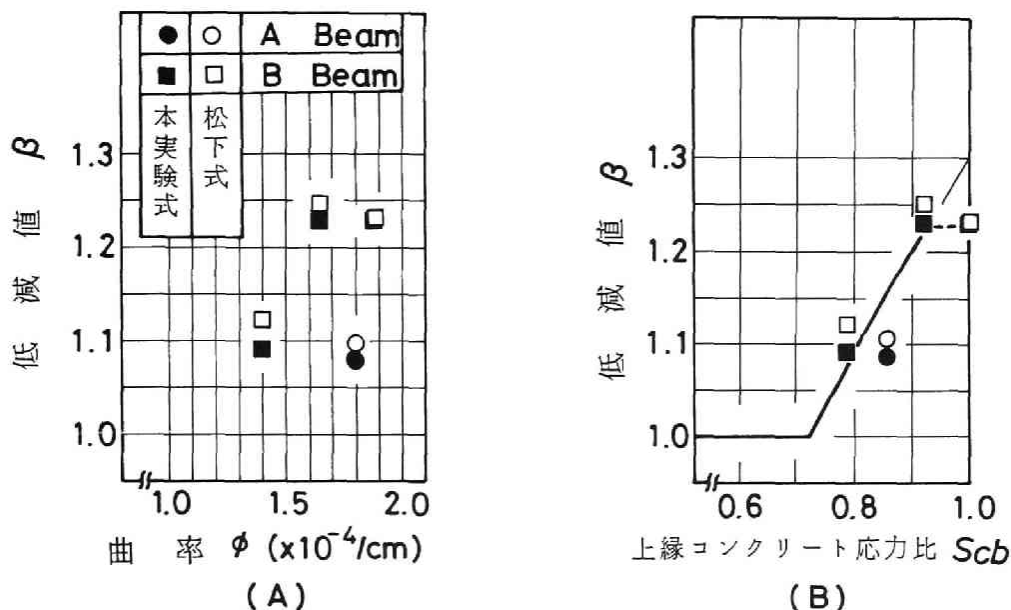


図5.13 曲率ないしははり上縁コンクリート応力比と $\beta$ との関係

$$\beta = 1 / (0.19 + 0.58 / S_{cb}), \text{ただし } 1 \leq \beta \leq 1.23 \quad \dots\dots\dots (5.12)$$

応力勾配がコンクリートに有利な影響を及ぼす効果は、慣用の弾性解析によって算定したはり上縁のコンクリート応力比( $S_{cb}$ )を $1/\beta$ 倍し、低減した上縁応力比( $S_{cb}/\beta$ )を用いることによって、コンクリート圧潰型のRCはりの疲労寿命と、一軸圧縮応力下の $S_c - \bar{N}$ 線式を関連させて論じることが可能であると考えられる。

## (2) 鉄筋応力と鉄筋破断型のRCはりの疲労寿命

図5.14に鉄筋の応力比( $S_{sb} = \sigma_s / f_{sy}$ ：表5.9参照)とはりの疲労寿命の関係を示す。図中の実線は、土木学会「コンクリート構造の限界状態設計法指針(案)」<sup>14)</sup>に規定されている次式の $S - \bar{N}$ 線式にAはりの結果を代入して求めたものである。

$$N^{K_s} = (1 - \sigma_{sp} / f_{su}) \cdot 10^a / (\sigma_s - \sigma_{sp}) \quad \dots\dots\dots (5.13)$$

ただし、 $N \leq 2 \times 10^6$  のとき  $a = 4.3$ ,  $K_s = 0.18$ ,  $N > 2 \times 10^6$  のとき  $a = 4.0$ ,  $K_s = 0.13$ 。ここに、 $f_{su}$  は鉄筋の引張強度で本研究においては  $f_{su} = 5680 \text{ kgf/cm}^2$  (表5.5参照),  $\sigma_{sp}$  は永久荷重作用時の鉄筋応力で、ここでは荷重比  $P_s = 10\%$  の鉄筋応力  $\sigma_s = 422 \text{ kgf/cm}^2$  を代入した。

図より、鉄筋破断したはりに対し、土木学会式は全体的に安全側であるが、○印のプロット点とこの曲線式の傾きはほぼ一致していることがわかる。したがって、 $S - \bar{N}$ 線式の傾きのみに注目すれば、土木学会はかなり合理的な式を与えているといえる。



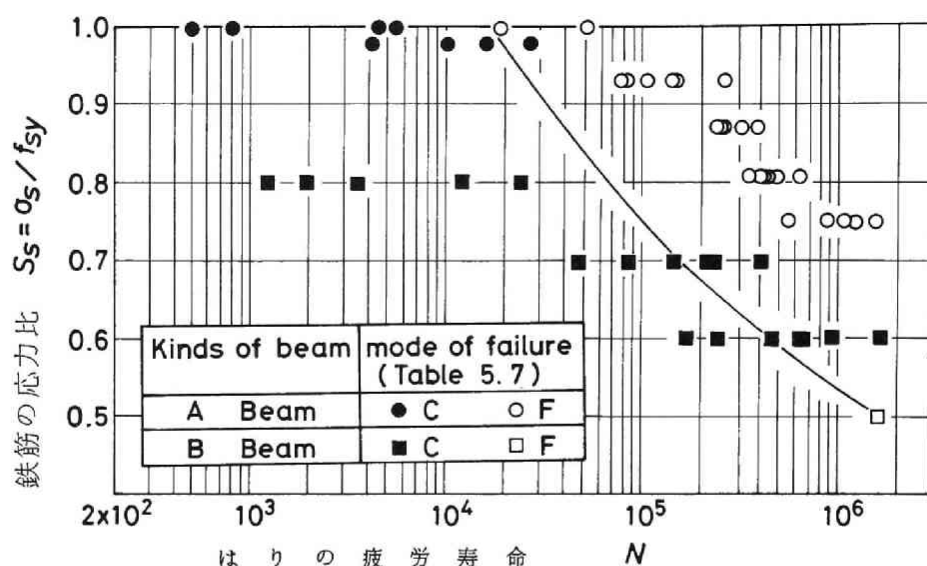


図 5.14 鉄筋の応力比とはりの疲労寿命の関係

## 5.5 累積繰返し回数比の分布とその確率分布特性

### (1) 累積繰返し回数比の定義とその分布形

変動繰返し荷重下における RC はりの疲労寿命は、第 4 章で述べたプレーンコンクリートに対するのと同様に、次式で定義する累積繰返し回数比 ( $M$ ) を用いて評価し、 $M$  の対数正規分布への当てはめを検討した。この場合、 $M$  として一定荷重下の RC はりの  $P_s - \bar{N}$  線式、および材料素材の  $S - \bar{N}$  線式 (以下  $S_{mat} - \bar{N}$  線式と称し、鉄筋破断型の破壊を示す A はりに対しては式 (5.13) の  $S - N$  線式を、コンクリート圧潰型の B はりに対しては式 (5.8) の  $S_c - \bar{N}$  線式を指すものとする) で評価することを試みた。すなわち、

$$M = \sum_{i=1}^{u-1} \left( \sum_{j=1}^{3 \text{ or } 4} \frac{n_{i,j}(P_{sj})}{\bar{N}(P_{sj})} \right) + \sum_{j=1}^k \frac{n_{u,j}(P_{sj})}{\bar{N}(P_{sj})} \quad \dots\dots\dots (5.14)$$

$$M_1 = \sum_{i=1}^{u-1} \left( \sum_{j=1}^{3 \text{ or } 4} \frac{n_{i,j}(S_{mat,j})}{\bar{N}(S_{mat,j})} \right) + \sum_{j=1}^k \frac{n_{u,j}(S_{mat,j})}{\bar{N}(S_{mat,j})} \quad \dots\dots\dots (5.15)$$

ここに、 $\bar{N}(P_{sj})$  は上限荷重比  $P_s = P_{sj}$  を RC はりの  $P_s - \bar{N}$  線式に代入して求まる平均疲労寿命で、 $\bar{N}(S_{mat,j})$  は、弾性計算に基づく上限荷重比  $P_s = P_{sj}$  作用時の鉄筋応力 ( $S_{mat,j} = \sigma_{s,j}$ ) を、あるいははり上縁のコンクリートの応力比 ( $S_{cb,j}$ ) の  $1/\beta$  倍した換算応力比 ( $S_{mat,j} = S_{c,j} = S_{cb,j}/\beta$  : ただし  $\beta$  には式 (5.12) を用いる) を、それぞれ鉄筋あるいはコンクリートの  $S_{mat} - \bar{N}$  線式に代入して求まる疲労寿命である。また、 $n_{i,j}(P_{sj})$  は  $i$  番目の荷重ブロックにおける第  $j$  番目の荷重比 ( $P_s = P_{sj}$ ) の載荷回数で、これは  $n_{i,j}(S_{mat,j})$  と等しい値である。 $u$  と  $k$  は供試体が  $u$  番目の荷重ブロックにおける第  $k$  番目の荷重比 ( $P_s = P_{sk}$ ) で破壊したことを示す。なお、実験計画で述べた

外荷重の分布モデルにおける頻度  $P^*(P_s)$  (図 5.2) は、任意の荷重ブロックにおける各荷重比ごとの繰返し回数比がほぼ等しくなるよう、すなわち式 (5.14) の  $n_{i,1}(P_{s1})/\bar{N}(P_{s1}) \approx n_{i,2}(P_{s2})/\bar{N}(P_{s2}) \approx \dots \approx n_{i,4}(P_{s4})/\bar{N}(P_{s4})$  になるように設定したものである。

表 5.12 に  $P_s - \bar{N}$  線式、 $S_{mat} - \bar{N}$  線式、一定および変動荷重試験に採用した上限荷重比 ( $P_s$ ) と  $\bar{N}(P_s)$ 、 $P_s$  作用時の鉄筋と上縁コンクリート応力 ( $\sigma_s, \sigma_c$ ) および応力比 ( $S_{sb} = \sigma_s/f_{sy}$ ,  $S_{cb} = \sigma_c/f_c$ )、換算応力比 ( $S_{cb}/\beta$ )、さらに平均疲労寿命  $\bar{N}(S_{mat,j})$  などをはりの種類ごとに示す。表 5.8 に示した累積繰返し回数比 ( $M, M_1$ ) は、これら平均疲労寿命を式 (5.14) あるいは式 (5.15) に代入して求めたものである。

図 5.15, 5.16 は外荷重の分布モデルごとにはりの生存確率  $P(M)$  と累積繰返し回数比 ( $M, M_1$ ) との関係を対数正規確率紙上にプロットしたものである。図より、同一の  $P(M)$  における  $M, M_1$  の値は、A 分布モデルよりも B, C 分布モデルで大きく、また同一分布モデルにおいては  $M_1$  は  $M$  よりも

表 5.12 断面解析とはり及び使用材料の平均疲労寿命

鉄筋破断型の A はり:  $P_s = 166.27 - 16.89 \log \bar{N}$  ..... (式 5.6 より)

鉄筋の  $S_{mat} - \bar{N}$  線式:  $N^{Ks} = (1 - \sigma_{sb}/f_{su}) 10^a / (\sigma_s - \sigma_{sb}) \left\{ \dots (式 5.13 より) \right.$   
 $= (1 - 422/5680) 10^a / (\sigma_s - 422) \left. \right\}$

荷 重 比 $P_s$ (%)	はりの 平均疲労寿命 $\bar{N}(P_s)$	鉄 筋 応 力 $\sigma_s$ (kgf/cm <sup>2</sup> )	応 力 比 $S_{sb} = \sigma_s / f_{sy}$	材料の 平均疲労寿命 $\bar{N}(S_{mat})$
82	97580	3461	0.94	22600
77	192900	3250	0.89	33700
72	381400	3039	0.83	51850
67	754100	2828	0.77	82720
62	1491000	2617	0.72	137700
57	2948000	2406	0.66	241500
50	7655000	2110	0.58	592600
10	—	$\sigma_{sb} = 422$	0.12	$f_{sy} = 3650 \text{ kgf/cm}^2$

コンクリート圧潰型の B はり:  $P_s = 162.06 - 17.81 \log \bar{N}$  ..... (式 5.7 より)

コンクリートの  $S_{mat} - \bar{N}$  線式:  $\log \bar{N} = (0.975 - S_c) / 0.044$  ..... (式 5.8 より)

$\beta = 1 / (0.19 + 0.58 / S_{cb}) \geq 1$  ..... (式 5.12 より)

荷 重 比 $P_s$ (%)	はりの 平均疲労寿命 $\bar{N}(P_s)$	上縁応力 $\sigma_c$ (kgf/cm <sup>2</sup> )	応 力 比 $S_{cb} = \sigma_c / f_c$	修正応力比 $S_{cb} / \beta$	材料の 平均疲労寿命 $\bar{N}(S_{mat})$
75	77320	554	0.98	0.77	45610
73	100100	539	0.96	0.76	76980
68	191100	502	0.89	0.75	129900
63	364800	465	0.82	0.74	219200
62	415100	458	0.81	0.73	370000
10	—	74	0.13	0.13	—

大きな値を示すが、いずれの場合もプロット点はほぼ直線上にあり、 $M, M_1$  の分布は対数正規分布に従うといえる。

$M, M_1$  が対数正規分布に従うとき、その回帰式および  $M$  ( $M_1$  については  $M=M_1$  とおく) の平均値 ( $\bar{M}$ )、 $\log M$  の平均値  $m(\log M)$  と標準偏差  $V(\log M)$  は次式で与えられる。

$$\left. \begin{aligned} t &= A \log M + B, & t &= \phi^{-1}(P(M)) \\ \bar{M} &= 10^{-B/A}, & m(\log M) &= -B/A, & V(\log M) &= 1/|A| \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots (5.16)$$

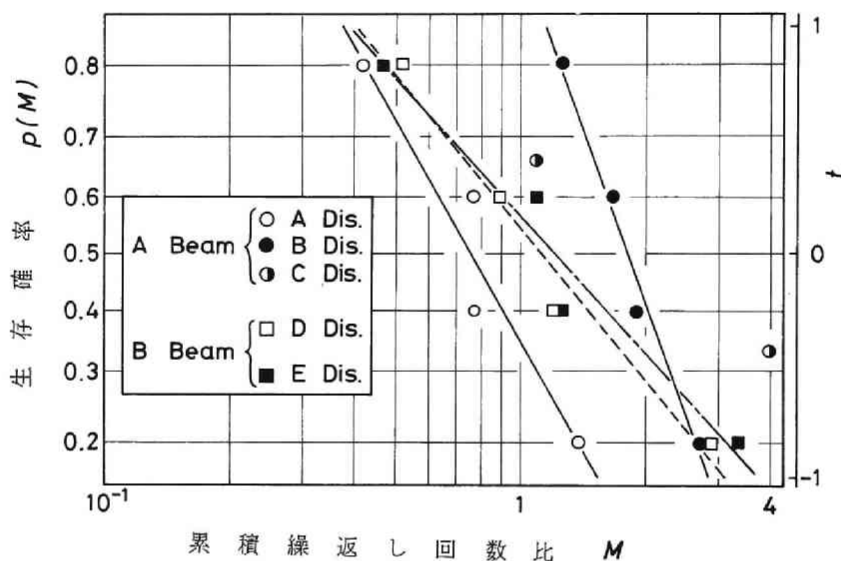


図5.15  $P(M) - M$ 関係

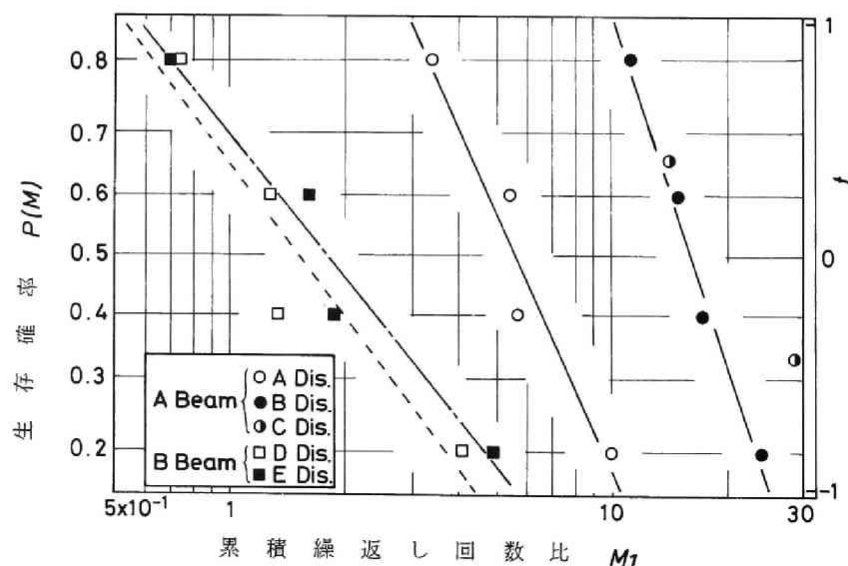


図5.16  $P(M) - M_1$ 関係

表 5.13 に、式 ( 5.16 ) の係数 A , B を最小 2 乗法によって決定した直線式  $\bar{M}$  ,  $m(\log M)$  ,  $V(\log M)$  の算定結果を出す。また、図 5.17 5.18 には各試験条件ごとの  $\bar{M}$  ,  $\bar{M}_1$  および  $V(\log M)$  ,  $V(\log M_1)$  の関係を示し、変動荷重試験に対しては外荷重の分布モデルごとに設定した上限荷重比 ( $P_s = P_{sj}$ ) の最大値と最小値の範囲も示している。これらの荷重比範囲は、一定荷重試験の結果を参考に、A はりにおいては鉄筋破断型、B はりにおいてはコンクリート圧潰型の破壊を示し、かつ式 ( 5.6 ) および式 ( 5.7 ) の  $P_s - \bar{N}$  線式が適用できる荷重比を考慮して設定したものである。以下  $\bar{M}$  および  $\bar{M}_1$  の確率分布特性を決定する 2 母数  $\bar{M}$  と  $V(\log M)$  および  $\bar{M}_1$  と  $V(\log M_1)$  を、外荷重の分布モデルとの関連において検討する。

表 5.13 回帰分析結果

RC はりの $P_s - \bar{N}$ 線式より算定した $\bar{M}$					
はりの種類	分布モデル	回帰式 $t = A \log M + B$	$\bar{M}$	$m(\log M)$	$V(\log M)$
A はり	A	$t = -3.259 \log M - 0.378$	0.77	-0.116	0.31
	B	$t = -5.177 \log M + 1.328$	1.81	0.257	0.19
	C	—	2.07*	0.317*	—
B はり	D	$t = -2.271 \log M + 0.116$	1.12	0.051	0.44
	E	$t = -2.024 \log M + 0.163$	1.20	0.081	0.49

材料の $S_{mat} - \bar{N}$ 線式により算定した $\bar{M}_1$					
はりの種類	分布モデル	回帰式 $t = A \log M_1 + B$	$\bar{M}_1$	$m(\log M_1)$	$V(\log M_1)$
A はり	A	$t = -3.622 \log M_1 + 2.738$	5.70	0.756	0.28
	B	$t = -5.017 \log M_1 + 6.089$	16.4	1.214	0.20
	C	—	20.7*	1.317*	—
B はり	D	$t = -2.181 \log M_1 + 0.397$	1.52	0.182	0.46
	E	$t = -2.022 \log M_1 + 0.507$	1.78	0.251	0.49

\*  $\log M$  ないしは  $\log M_1$  の算術平均を用いた。

## (2) $M$ の確率分布特性

図 5.17 (A) より、鉄筋破断型の破壊を示した A はりに注目すると、 $\bar{M}$  の値は A 分布よりも B , C 分布モデルで大きな値を示している。このことより、変動荷重下の  $\bar{M}$  の値は、組合わせ荷重比の大きさの影響を受け、一般には組合わせ荷重比が小さくなるに伴って大きくなる。また、 $P_s = 50\%$  程度の比較的低荷重比が作用することによって  $\bar{M}$  の値は大きくなる傾向がある。一方、B はりにおける  $\bar{M}$  はほぼ 1 に近い値となっている。図 5.18 (A) には、図 5.9 に示したはりの  $V(\log N)$  を、同図 (B) には変動荷重試験の  $V(\log M)$  を示す。図より、A はりにおける  $V(\log M)$  は B 分布よりも A 分布モデルで、さらに C 分布モデル (図 5.15 参照) で大きな値を示す傾向のあることが伺われる。このような特性は、一定荷重試験における  $V(\log N)$  の特性が変動荷重下にも現われたものと考えられ、

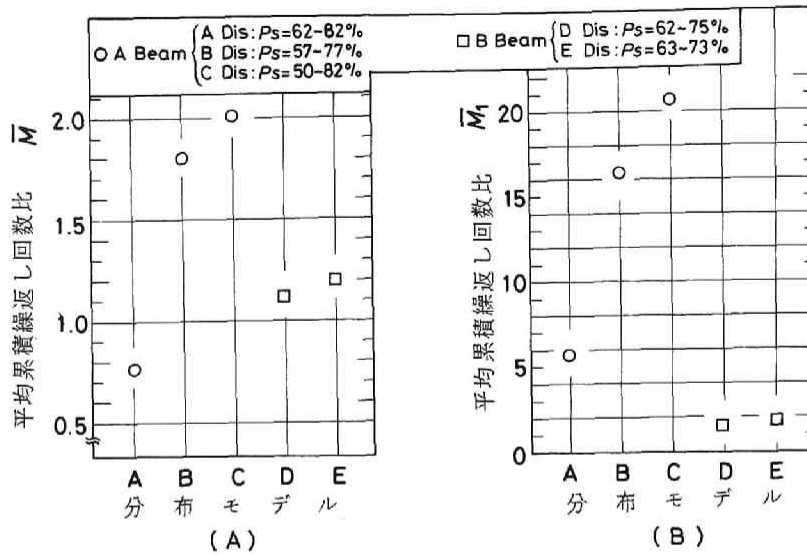


図 5.17 分布モデルごとの平均累積繰返し回数比 ( $\bar{M}$ ,  $\bar{M}_1$ )

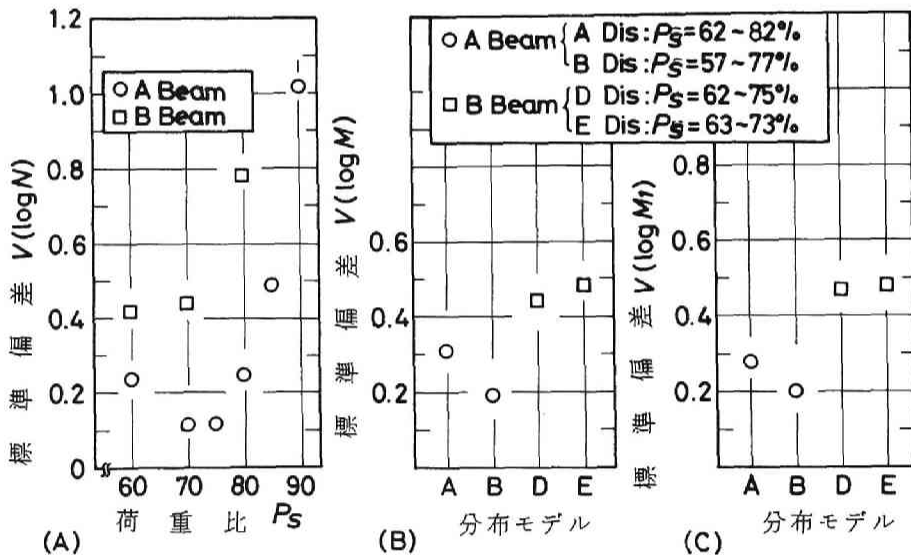


図 5.18 疲労寿命 ( $N$ ), 累積繰返し回数比 ( $M$ ,  $M_1$ ) の各対数の標準偏差

変動荷重下における  $V(\log M)$  は、組合せ荷重比のうちの  $V(\log N)$  の最大値とはほぼ一致している。また、コンクリート圧潰型の B はりににおける  $V(\log M)$  も、設定荷重比の範囲に対応する一定荷重試験の  $V(\log N)$  とほぼ等しい値を示している。

### (3) $M_1$ の確率分布特性

図 5.17 (B) より、材料の  $S_{mat}-\bar{N}$  線式から評価した  $M_1$  の平均値  $\bar{M}_1$  は A 分布モデルよりも B、C 分布モデルで大きくなる。A はりににおけるこの傾向は上記  $\bar{M}$  と同様であるが、 $\bar{M}_1$  は  $\bar{M}$  の 10 倍程度の

値を示す。一方、Bはりにおいては $\bar{M}_1$ は $\bar{M}$ にほぼ等しい値を示す。これに対して、 $V(\log M_1)$ は、図 5.18 (C) および (B) より明らかなように、同一分布モデルにおける  $V(\log M)$  とほぼ等しい値を示していることがわかる。

以上の結果より、変動荷重下の RC はりの疲労寿命の評価値  $M$  (ここでは  $M_1$  を含む) は、これを RC はりの  $P_s - \bar{N}$  線式あるいは材料の  $S_{mat} - \bar{N}$  線式 (以下はりおよび材料の基準  $S - \bar{N}$  線式と称す) のいずれから評価しても、 $M$  の分布は対数正規分布に従う。しかし、 $M$  の確率分布特性を表わす 1 母数  $m(\log M) = \log \bar{M}$  は、はりあるいは材料のいずれの基準  $S - \bar{N}$  線式から評価することによって、さらには鉄筋破断型のはりにおいては組合わせ荷重比の大きさによって影響を受ける量であるといえる。一方、もう 1 つの母数  $V(\log M)$  は基準  $S - \bar{N}$  線式には影響を受けず、変動荷重そのものの性質に依存する量で、一定荷重試験における  $V(\log N)$  と密接に関係することが明らかになった。

## 5. 6 マイナー則および修正マイナー則の適用性に関する検討

金属材料においては、疲労限の存在することが認められている。しかし、最近、小寺沢ら<sup>15)</sup>は、変動荷重下で疲労限以上の応力が混在して作用する場合、疲労限以下の応力も疲労損傷に影響を及ぼし、このような荷重下では疲労限は著しく低下することを報告している。また、腐食環境下では、疲労限が存在しないことも知られている。このような観点から、疲労限を考慮せず、疲労限以下の応力領域までマイナー則を適用するのが修正マイナー則と呼ばれるものである。

本研究においては、外荷重として C 分布モデルに採用した荷重比 ( $P_s$ ) 50 % における A はりの疲労寿命は  $10^7$  程度の値を示し、修正マイナー則が適用されることになる。以下においては、修正マイナー則もマイナー則の中に含めて、その適用性について検討する。

$\bar{M}$  の値は変動荷重の種類によって変化することは先に記した通りである。このことは、 $\bar{M}=1$  を破壊条件とするマイナー則は繰返し荷重の性質によって適用限界のあることを物語っている。

図 5.19 は、荷重のランダム性を想定し、はりの種類ごとに表 5.8 の  $M$  を小さい順に並べ換えたときに得られる生存確率と累積繰返し回数比 ( $M$ ) との関係を対数正規確率紙上にプロットしたものである。図中の直線式は、式 (5.16) を最小 2 乗法で決定したものである。このとき、直線式より算定される平均累積繰返し回数比  $\bar{M}$  は、A はりで  $\bar{M}=1.32$ 、B はりで  $\bar{M}=1.16$  となる。このことは、ランダム荷重下の RC はりの疲労寿命は、一定荷重試験における  $P_s - \bar{N}$  線式の結果をもとにすれば、マイナー則によってかなりの精度で推定できる可能性のあることを示している。

材料の  $S_{mat} - \bar{N}$  線式から  $M$  を評価した場合、図 5.17 (B) の  $\bar{M}_1$  に見られるように、コンクリート圧潰型の  $\bar{M}_1$  は 1.5 程度の値を示す。このことは、式 (5.12) による低減値  $\beta$  を導入することによって、 $S_{mat} - \bar{N}$  線式が  $P_s - \bar{N}$  線式の代用になりうることを示唆している。一方、鉄筋破断型の  $\bar{M}_1$  は 10 程度の値を示している。これは、本研究に採用した鉄筋の  $S - N$  線式 (式 5.13) が設計用値として安全側で規定された式であることに起因するもので、この場合、マイナー則が適用できないが、破壊時の  $\bar{M}_1$  として、 $\bar{M}_1 = 5 \sim 20$  程度の値を確保しているものと考えられる。

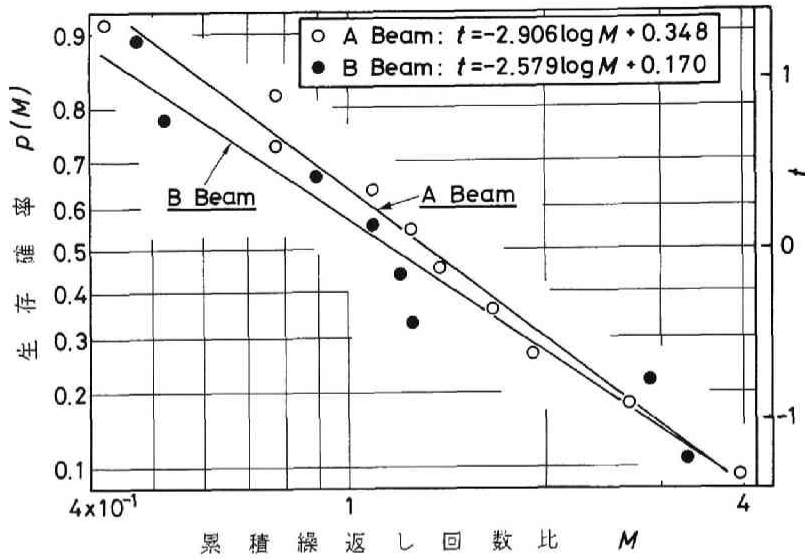


図 5.19 生存確率と累積繰返し回数比の関係

## 5.7 繰返し載荷に伴うはりの変形挙動

### (1) 繰返し一定荷重下における R/C はりの変形特性の解析

本研究においては、Neville が提案したサイクリッククリープに着目し、変形量の増大は以下 3 つの機構の独立ないしは組合わせの影響によってもたらされると仮定した。すなわち、

- ① 圧縮域コンクリートのサイクリッククリープ
- ② 荷重の繰返し数の増加に伴う曲げ剛性の低下
- ③ 繰返し載荷回数の増加に伴う鉄筋応力の増加およびコンクリートと鉄筋間の付着劣化

以下、一定荷重下におけるたわみとひびわれ幅の予測式についての概要を述べる。

#### a) はり上縁のコンクリートひずみ

静的試験におけるはりの断面解析は 5.3.2 節で述べた方法で解析できるが、一般の疲労試験においては、比較的小さい荷重レベルを対象としているので、ここではコンクリートの引張力を無視した常用の弾性理論を用いることにする。

いま、はり幅  $b$ 、有効高さ  $d$ 、鉄筋量  $A_s$  なる単鉄筋長方形はりを考えた場合、外力モーメント ( $M_o$ ) が作用したときの中立軸高さ ( $X$ )、はり上縁のコンクリート応力と鉄筋応力 ( $\sigma_c, \sigma_s$ ) およびそれらのひずみ ( $\varepsilon_c, \varepsilon_s$ ) は式 (5.17) で与えられる。<sup>6)</sup>

$$\left. \begin{aligned} X &= (-n^* A_s + \sqrt{(n^* A_s)^2 + 2n^* A_s b d}) / b \\ \sigma_c &= 2 M_o / \{ b X (d - X/3) \}, \quad \varepsilon_c = \sigma_c / E_c \\ \sigma_s &= M_o / \{ A_s (d - X/3) \}, \quad \varepsilon_s = \sigma_s / E_s \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots (5.17)$$

ここに、 $n^*$  は弾性係数比で  $n^* = E_s / E_c$ 、 $E_s, E_c$  は鉄筋とコンクリートの弾性係数で、コンクリ

ートには  $1/3$  割線弾性係数を用いることにする。

上式は、初載荷時 ( $n=0$  と記す) における状態を示す。この状態は荷重の繰返し回数 ( $n$ ) の増加とともに増大するサイクリッククリープによって変化する。しかし、ここでは計算の簡便のため、モーメント  $M_0$  作用時のはり上縁のコンクリート応力 ( $\sigma_c$ ) は変化しないと仮定して、Balaguru ら<sup>16)</sup> が提案した式 (5.18) を用いてサイクリッククリープ ( $\epsilon_{cr}$ ) を算定することにした。

$$\left. \begin{aligned} \epsilon_{cr} &= 129 S_m \cdot t^{1/3} + 17.8 S_m \cdot S_r \cdot n^{1/3} \\ S_m &= (\sigma_{cmax} + \sigma_{cmin}) / 2f_c, \quad S_r = (\sigma_{cmax} - \sigma_{cmin}) / f_c \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots (5.18)$$

ここに、 $S_m$  は平均応力比、 $S_r$  は応力振幅比、 $\sigma_{cmax}$ 、 $\sigma_{cmin}$  は上限荷重と下限荷重作用時のはり上縁コンクリート応力 ( $\sigma_c$ ) で、式 (5.17) より求まる。 $f_c$  はコンクリートの圧縮強度、 $t$  は載荷開始時からの時間 (hour) で、本実験においては繰返し載荷速度 5 Hz を採用しているので、 $t = n/18000$  なる関係がある。

式 (5.17)、(5.18) を用いることによって、繰返し回数  $n$  回後のはり上縁のコンクリート総ひずみ ( $\epsilon_{c,n}$ ) すなわち、弾性ひずみ ( $\epsilon_c$ ) とサイクリッククリープの和は次式より求まる。

$$\epsilon_{c,n} = \epsilon_c + \epsilon_{cr} \dots\dots\dots (5.19)$$

#### b) スパン中央たわみ

繰返し回数  $n$  回後のコンクリートの有効弾性係数 ( $E_{c,n}$ ) および Branson<sup>17)</sup> の提案式を採用した場合の有効断面二次モーメント ( $I_{e,n}$ ) はそれぞれ式 (5.20) で与えられる。

$$\left. \begin{aligned} E_{c,n} &= \sigma_{cmax} / \{ (\sigma_{cmax} / E_c) + \epsilon_{cr} \} \\ I_{e,n} &= I_{cr,n} + (M_{cr,n} / M_a)^3 (I_g - I_{cr,n}) \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots (5.20)$$

ここに、添字  $n$  は  $n$  回載荷後の状態を表わす。 $I_{cr}$ 、 $I_g$  はひびわれ断面と総断面に関する断面二次モーメントで  $I_{cr,n}$  は式 (5.20b) によって算定できる。また、 $M_a$  は上限荷重作用時の最大モーメント、 $M_{cr}$  はひびわれモーメントで  $M_{cr,n}$  は式 (5.20a) で算定するものとする。

$$M_{cr,n} = f_{b,n} \cdot I_g / y_{t,n} \dots\dots\dots (5.20 a)$$

$$I_{cr,n} = b \cdot X_n^3 / 3 + n_n^* A_s (d - X_n)^2 \dots\dots\dots (5.20 b)$$

ここに、 $f_{b,n}$  は  $n$  回載荷後のコンクリートの見掛けの曲げ強度で、静的曲げ強度としては A C I 規準の式 ( $f_b = 1.98 \sqrt{f_c}$  単位 kgf/cm<sup>2</sup>) を、さらにプレーンコンクリートの 1000 万回疲労強度が 55 % であるという事実を参考に決定した式 (5.20c) を用いることにした。 $y_{t,n}$  は中立軸 ( $X_n$ ) から引張縁までの距離、すなわち、 $y_{t,n} = h - X_n$ 、 $h$  ははり高、 $X_n$  は式 (5.17) と同様にして、すなわち弾性係数比  $n^*$  の代わりに  $n_n^*$  を用いた式 (5.20d) より求まる。

$$f_{b,n} = f_b (1 - \log n / 12.7), \quad f_b = 1.98 \sqrt{f_c} \dots\dots\dots (5.20 c)$$



$$\left. \begin{aligned} X_n &= (-n_n^* \cdot A_s + \sqrt{(n_n^* \cdot A_s)^2 + 2n_n^* \cdot A_s \cdot b \cdot d}) / b \\ n_n^* &= E_s / E_{c,n} \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots (5.20 d)$$

任意の繰返し回数 $n$ に相応する曲げ剛性( $E_{c,n} \cdot I_{e,n}$ )は式(5.20 a)から式(5.20 d)より順次求める式(5.20)によって算定できる。この結果、 $n$ 回載荷後のたわみ( $\delta_n$ )は、式(5.21)に示すような関数形、例えば弾性荷重法等を適用することによって求まる。

$$\delta_n = K_\delta \cdot E \{ (\text{荷重, スパン}) / (E_{c,n} \cdot I_{e,n}) \} \dots\dots\dots (5.21)$$

ここで $K_\delta$ は、本計算式の過程の適合性に関する係数で、例えば高荷重の場合の線形性のずれ等が含まれる。本研究では後述するような実験値との適合性を考慮して $K_\delta = 1.2$ とした。

#### c) 鉄筋位置の最大ひびわれ幅

RCはりのひびわれ性状は、鉄筋の応力度、コンクリートのかぶりや有効断面積、鉄筋径や鉄筋比、鉄筋とコンクリートとの付着性状、コンクリートの引張強度などの要因が影響を及ぼし、種々のひびわれ幅の算定式が提案されている。<sup>18)</sup> ここでは、初載荷時( $n=0$ )における最大ひびわれ幅( $W_{max}$ )はCEB-FIP<sup>4)</sup>の平均ひびわれ幅の算定式より、繰返し回数 $n$ 回後の最大ひびわれ幅( $W_{max,n}$ )は次式より評価することにした。

$$\frac{W_{max,n}}{W_{max}} = \frac{\varepsilon_{s,n}}{\varepsilon_s} \left[ 1 + 1.22 \left( \frac{\log n}{7} \right) \right] \dots\dots\dots (5.22)$$

上式は、ひびわれ幅は鉄筋応力と鉄筋とコンクリート間の付着の劣化の進行に比例して増大すると仮定したもので、ここでは付着劣化に関するデータがないため、Balaguru<sup>16)</sup>が提案した $[\quad]$ の項を用いることにした。なお、鉄筋ひずみ $\varepsilon_s$ は式(5.17)から、 $\varepsilon_{s,n}$ は式(5.20 d)で求めた中立軸高さ( $X_n$ )を用いて、式(5.22 a)より算定される。

$$\sigma_{s,n} = M_a / \{ A_s (d - X_n/3) \} \quad , \quad \varepsilon_{s,n} = \sigma_{s,n} / E_s \dots\dots\dots (5.22 a)$$

#### (2) 変動繰返し荷重下のたわみとひびわれ幅の解析手法

本実験においては、 $t = n / 18000$  (繰返し載荷速度5 Hz.を採用)なる関係があるため、式(5.18)のサイクリッククリープを次式の関数形で表わした。

$$\varepsilon_{cr} = \varepsilon(n, S_{cb\max}, S_{cb\min}) = 129 S_m t^{1/3} + 17.8 S_m \cdot S_r \cdot n^{1/3} \dots\dots (5.23)$$

上式において、種々の上・下限荷重作用時のより上縁のコンクリート応力比を( $S_{cb\max,j}, S_{cb\min,j}$ )とすれば、 $S_{cb\max,j}, S_{cb\min,j}$ は式(5.17)から求まる $\sigma_c$ を $\sigma_c/f_c$ で無次元化することによって、 $\varepsilon_{cr}$ は式(5.23)から算定できる。

いま、例として図5.20に示すような応力比の組合わせ( $S_{cb\max,j}, S_{cb\min,j}$ )= $(S_1, S_1'), (S_2, S_2')$ ,

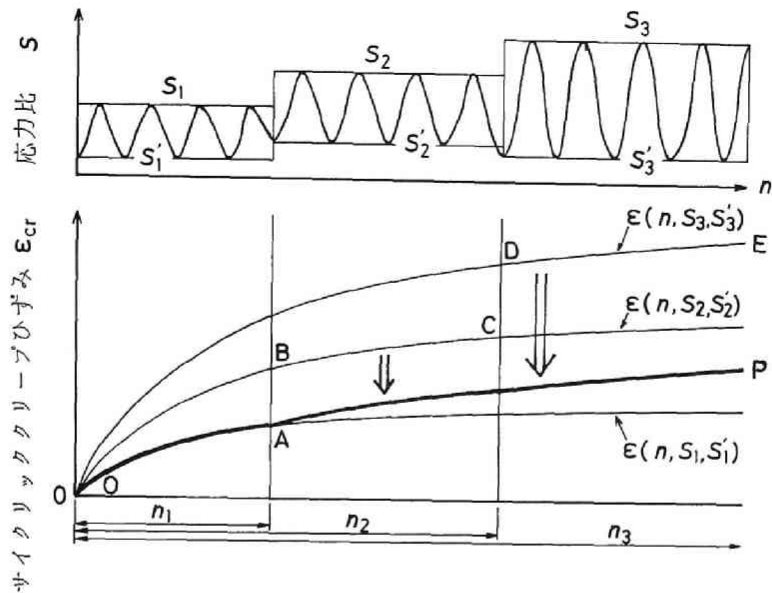


図 5.20 変動繰返し荷重下のサイクリッククリープの概略

( $S_3, S_3'$ ) が順次作用する場合のサイクリッククリープを考えてみよう。各上・下限応力比の組合わせに対して 3 つのクリープ曲線が得られる。このとき、載荷回数  $n=0$  から  $n=n_3$  までのサイクリッククリープの進行は、図中の太線で示すような径路をたどるものとする。すなわち、太線の  $\widehat{OP}$  の径路は ( $S_1, S_1'$ ) 部における曲線部  $\widehat{OA}$ 、( $S_2, S_2'$ ) における曲線部  $\widehat{BC}$ 、および ( $S_3, S_3'$ ) における曲線部  $\widehat{DE}$  の和で表わされ、その大きさは次式で与えられる。

$$\epsilon_{cr} = \epsilon(n_1, S_1, S_1') + \{ \epsilon(n_2, S_2, S_2') - \epsilon(n_1, S_2, S_2') \} + \{ \epsilon(n_3, S_3, S_3') - \epsilon(n_2, S_3, S_3') \}$$

上式は、変動荷重（応力）下においてもサイクリッククリープの重ね合わせが可能であると仮定している。

このような考え方に従えば、任意の繰返し回数  $n$  におけるサイクリッククリープの一般式は式 (5.24) で与えられる。

$$\epsilon_{cr} = \sum_{j=1}^{k-1} \{ \epsilon(n_j, S_{cb\max,j}, S_{cb\min,j}) - \epsilon(n_{j-1}, S_{cb\max,j}, S_{cb\min,j}) \} + \epsilon(n, S_{cb\max,k}, S_{cb\min,k}) - \epsilon(n_{k-1}, S_{cb\max,k-1}, S_{cb\min,k-1}) \quad \dots\dots\dots (5.24)$$

ここに、 $k$  は繰返し回数  $n$  回作用時のコンクリート応力比の段階数である。

また、 $\epsilon(n_0, S_{cb\max,1}, S_{cb\min,1}) = 0$  である ( $n_0 = 0$ )。

このようにして求めたサイクリッククリープを式 (5.23) の代わりに用いることによって、任意の繰返し回数  $n$  におけるたわみやびわれ幅を一定荷重試験の場合と同様に算定することができる。

### (3) 繰返し載荷に伴うはりの変形挙動

図5.21に、繰返し一定荷重を受けた場合の、曲げスパン内はり上縁より1cm 位置におけるコンクリートひずみ( $\epsilon'_c$ )と荷重との関係の例を示す。一般に、荷重～ひずみ曲線は、作用荷重の大きさ、鉄筋量の多少に関係なく、初載荷時には上に凸、繰返し回数の増加とともに直線状となり、その後は下に凸な形状を示す。破壊近傍での実測データがないため明確でないが、コンクリートの圧潰で破壊したAはりの荷重比( $P_s$ )90%のものから類推すれば、破壊近傍での荷重～ひずみ曲線はS字形になるものと推察される。この傾向は、一軸圧縮繰返し応力下におけるプレーンコンクリートの応力～ひずみ曲線の形状と類似するものである。

低荷重比( $P_s = 60, 50\%$ )と高荷重比( $P_s = 90, 80\%$ )における曲線形状の相違は、低荷重比の場

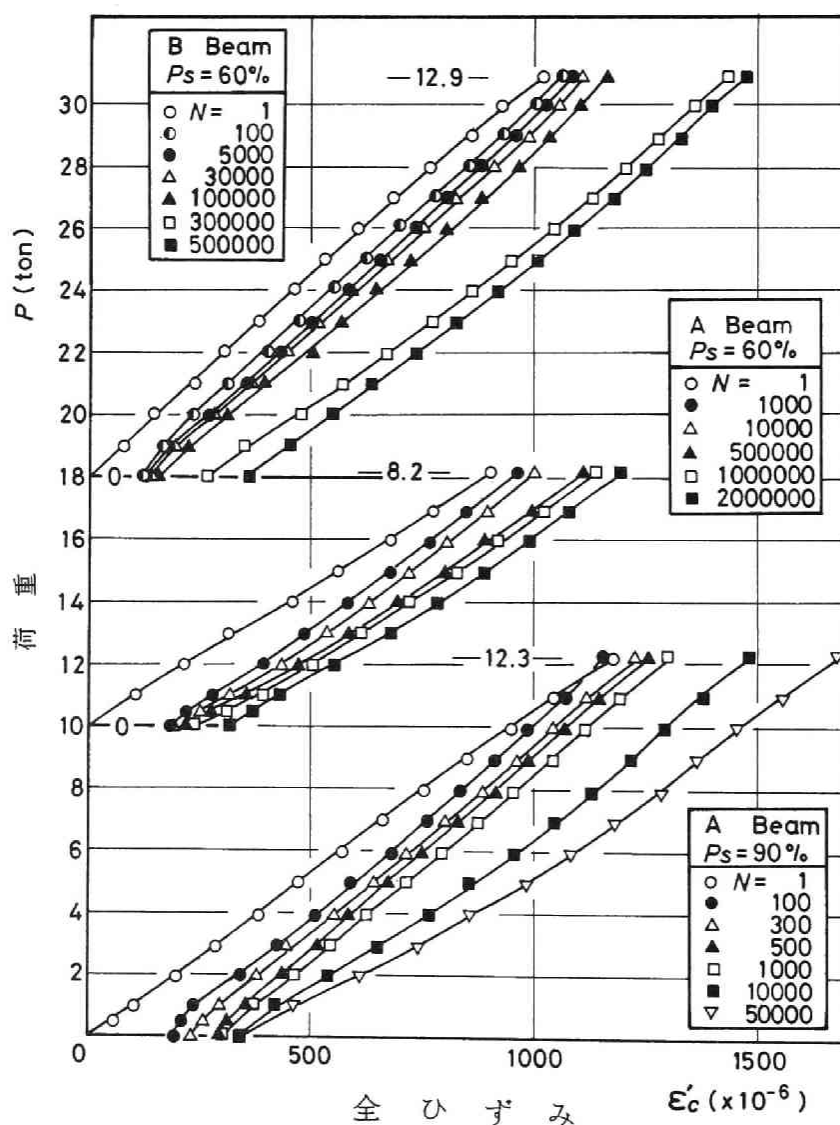


図5.21 一定繰返し荷重下におけるRCはりの荷重～ひずみ関係

合、繰返し回数の初期から破壊近傍まで比較的直線的な変化を示すのに対し、高荷重比の場合には荷重～ひずみ曲線が曲率を持つということである。一方、鉄筋量の多少による曲線形状の相違は、荷重比( $P_s$ )が同一の場合、鉄筋量の多いBはりの方がAはりよりも繰返し回数に伴うひずみの変化が大きいうことである。これは、Bはりの破壊様式がコンクリートの圧縮疲労破壊であって、コンクリートの損傷が荷重の繰返し回数とともに漸進的に進行すること、さらにはAはりに比べて上縁コンクリート応力比が大きいことに関係しているものと考えられる。

図 5.22 に繰返し荷重下における荷重～スパン中央たわみの典型的なものを示す。作用する荷重の大きさ、鉄筋量の多少がたわみに及ぼす影響は、ひずみの場合とはほぼ同様である。なお、鉄筋破断型の破壊を示すAはりの場合、繰返し荷重下のたわみ増加は、そのほとんどが残留たわみの増加によっていることがわかる。

図 5.23 は、一定荷重下のはり上縁コンクリートの全ひずみ( $\epsilon_{c,n}$ )と繰返し回数比 $R(R=n/\bar{N})$ 、 $n$ : 繰返し回数、 $\bar{N}$ : 各荷重比( $P_s$ )ごとのはりの平均疲労寿命)との関係を示したものである。図より、Aはりの場合、全ひずみの実験値と計算値がほぼ一致するのは、荷重比( $P_s$ )で $P_s=80\sim 65\%$ の範囲、これをはり上縁のコンクリートの平均応力比( $S_m$ )で表わせば、 $S_m=0.45$ から $0.38$ の範囲である。静的終局耐力に近い高荷重比( $P_s \geq 85\%$ )では実験値が計算値よりも大きく、 $P_s \leq 60\%$ では逆に実験値が計算値よりも小さくなる。一方、Bはりの場合、実験値と計算値が良く一致するのは荷重比 $P_s=70\%$ 程度、はり上縁のコンクリートの平均応力比で表わせば $S_m=0.52$ 程度の場合であって、 $P_s=80\%$ では実験値が計算値よりも大きく、 $P_s < 60\%$ では実験値が計算値よりも小さくなっていることがわかる。このことは、厳密には式(5.18)の適用範囲がRCはりの種類によって変わり、その適用性に制限のあることを示している。この原因として、本計算式の誘導過程およびその適用に関して以下の問題が考えられる。すなわち、高応力ではコンクリートの静的弾性係数が小さくなること、式(5.18)のサイクリッククリープの推定式は低応力( $S_m=0.35$ 以下)に対して提案された式であること、クリープによる応力の再分配(上縁応力が低下する<sup>19)</sup>)こと、などが考えられる。しかしながら、荷重比がそれほど高くない(Aはり $P_s \leq 80\%$ 、Bはり $P_s \leq 70\%$ )範囲における一定荷重試験で、全ひずみの実験値と計算値の比を採ると、繰返し回数比 $R=1$ の近辺で $1.1$ から $0.75$ 程度の範囲にあるので、式(5.18)は実用的な観点からはかなりの精度で上縁コンクリートひずみを推定しているといえる。

図 5.24 は、変動荷重下のはり上縁コンクリートの全ひずみ( $\epsilon_{c,n}$ )と繰返し回数 $n$ との関係の一例を示したものである。計算値が階段状になっているのは、この点で荷重比の大きさを変化させたことを、階段の高さは荷重比の変化に伴う弾性ひずみを表わしている。また、計算値では先行荷重に高荷重比を設定したものは、低荷重比を設定したものよりも、同一繰返し回数( $n$ )におけるひずみの値がやや大きくなっている。図より、全ひずみ( $\epsilon_{c,n}$ )の計算値は実験値よりもやや大きめの値を与えていることがわかる。この理由としては、変動荷重試験の場合、低荷重比( $P_s \leq 60\%$ )での繰返し回数が多く、高荷重比でのそれが比較的小ないため、一定荷重試験における低荷重比の影響がより顕著に現われたものと考えられる。なお、本研究においては、全ひずみの実験値は、計算値に現われている

ような荷重順序の影響は、繰返し回数  $n$  が大の場合、認められなかった。

これらのことより、高荷重比の作用回数が少なく、低荷重比の作用回数が多い実働の外荷重下においては、Balaguru の提案した式 (5.18) は、サイクリッククリープ曲線の形状およびその大きさをかなりの精度で推定しているものと考えられる。

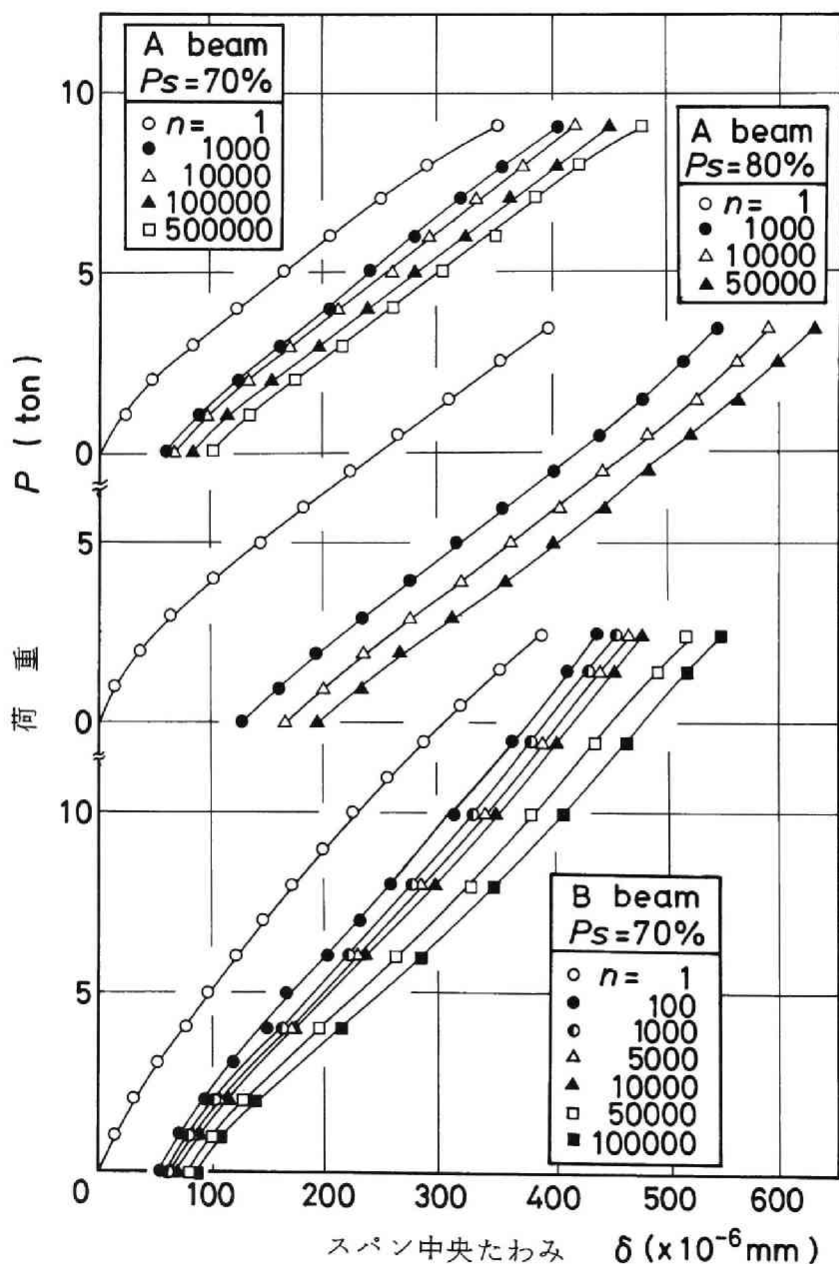


図 5.22 一定繰返し荷重下における荷重～スパン中央たわみ

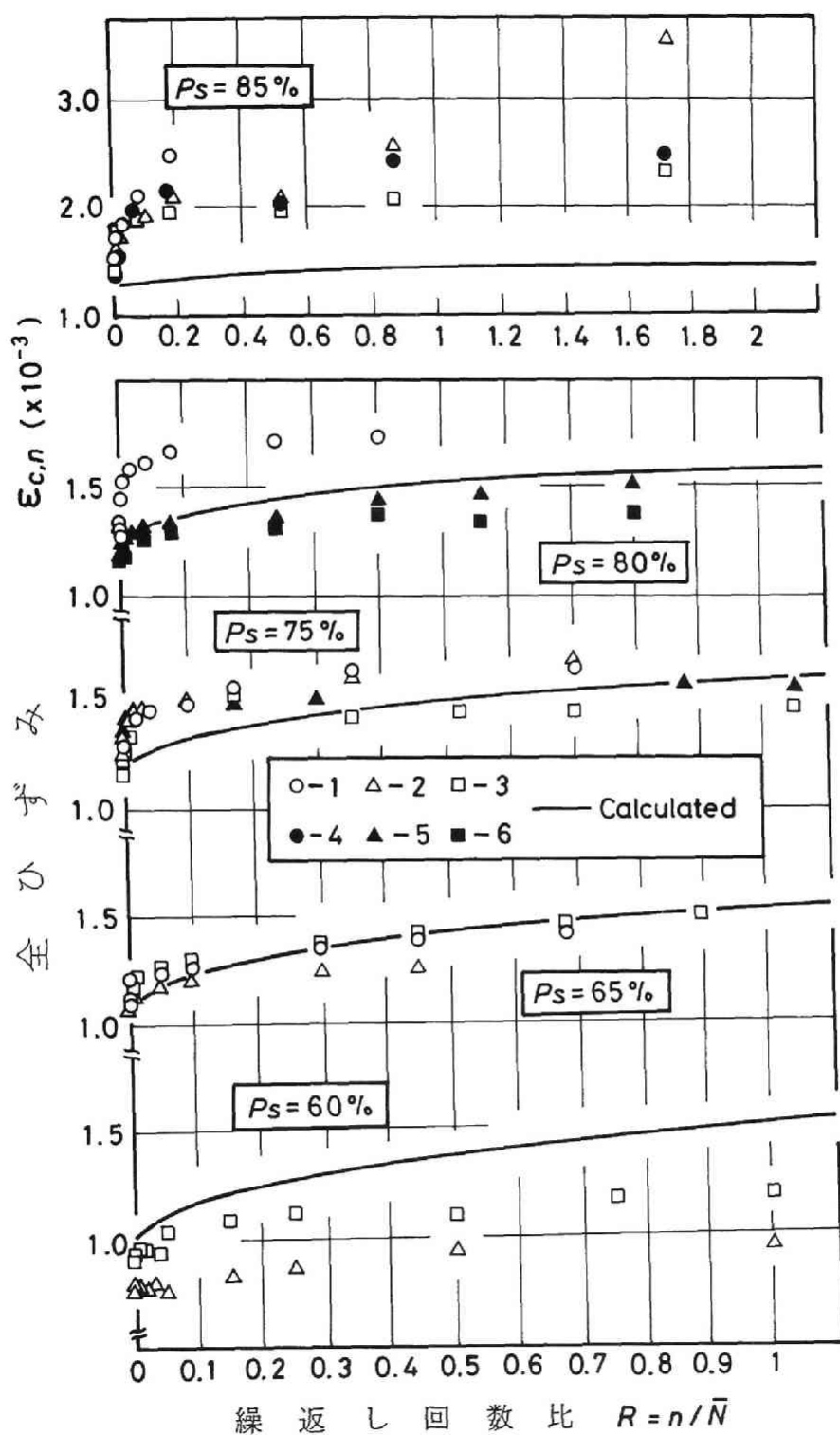


図 5.23(A) A は り (○-1, △-2 等の数字は供試体番号を示す。)

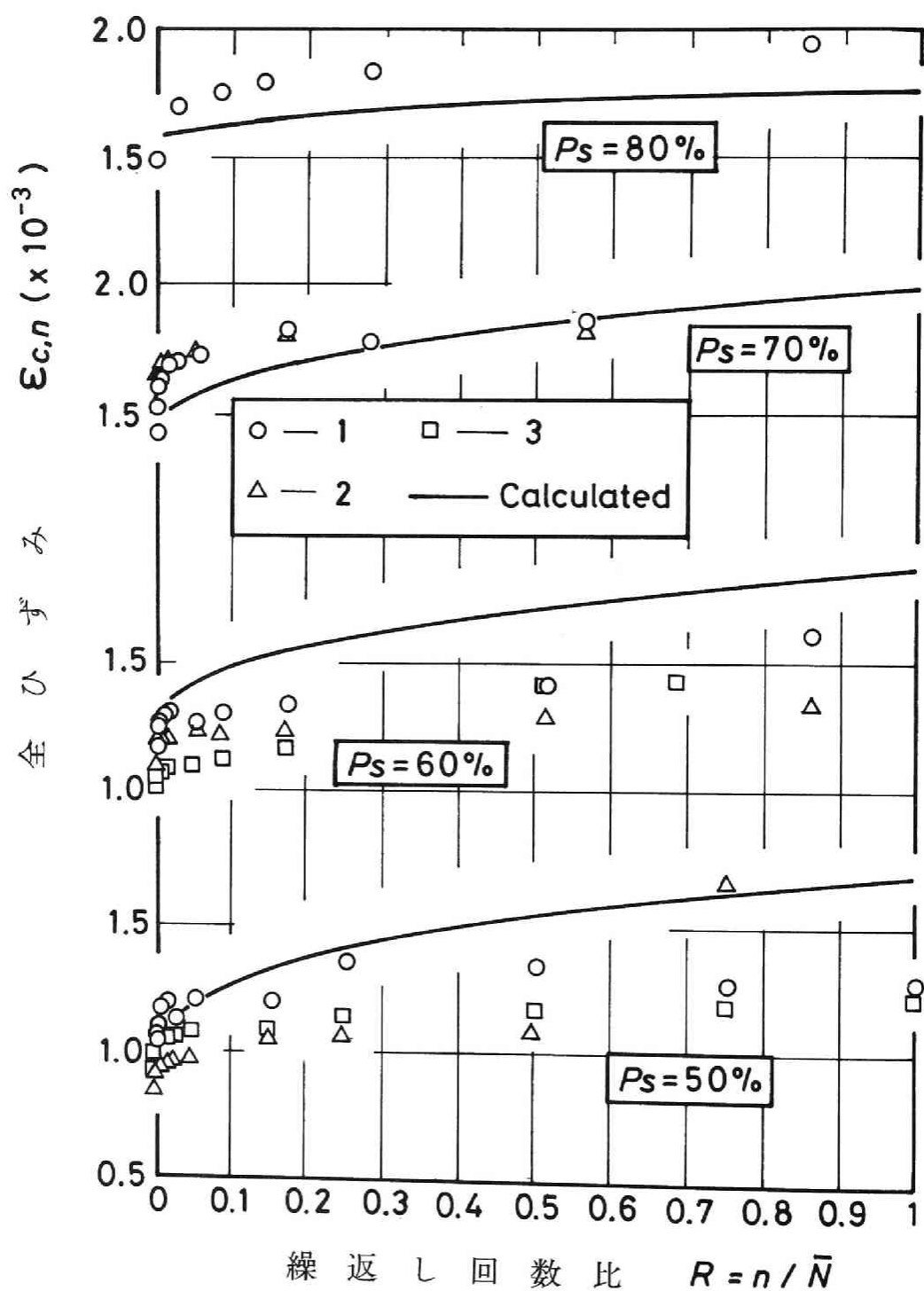


図 5.23 (B) 一定繰返し荷重下における RC はり上縁コンクリートひずみの変化 (B はり)

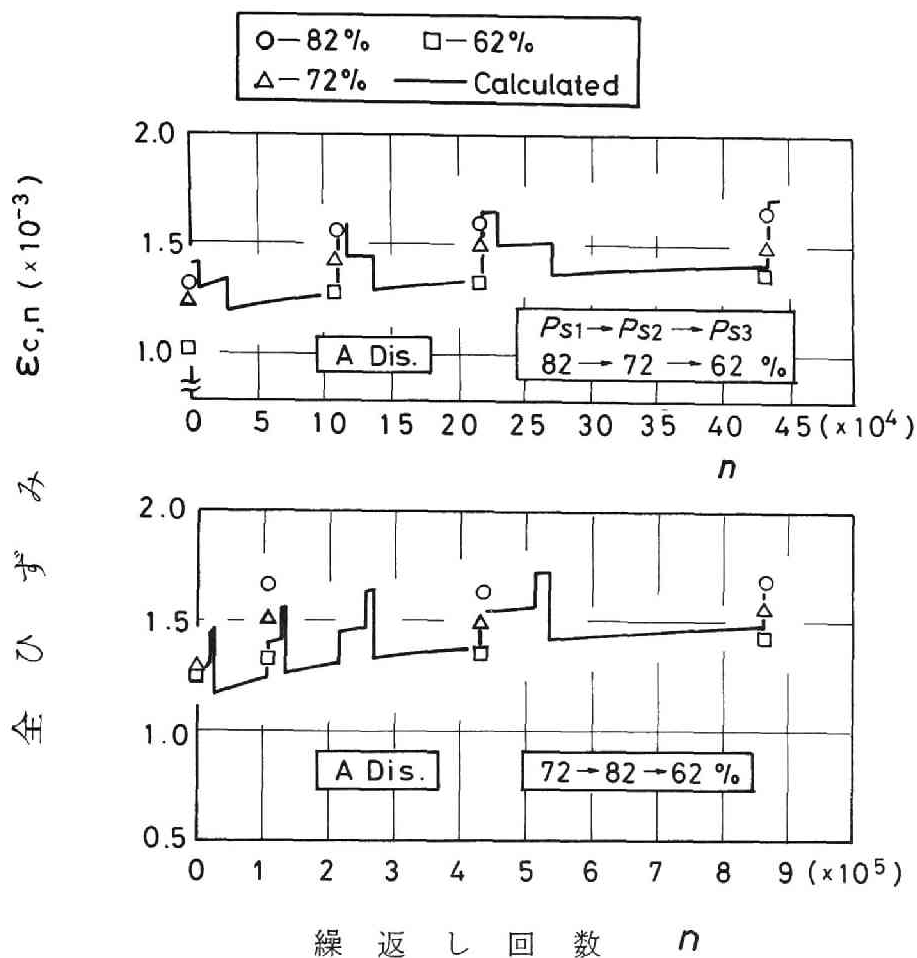


図 5.24 (A) 変重繰返し荷重下における R C はり上縁コンクリートひずみの変化



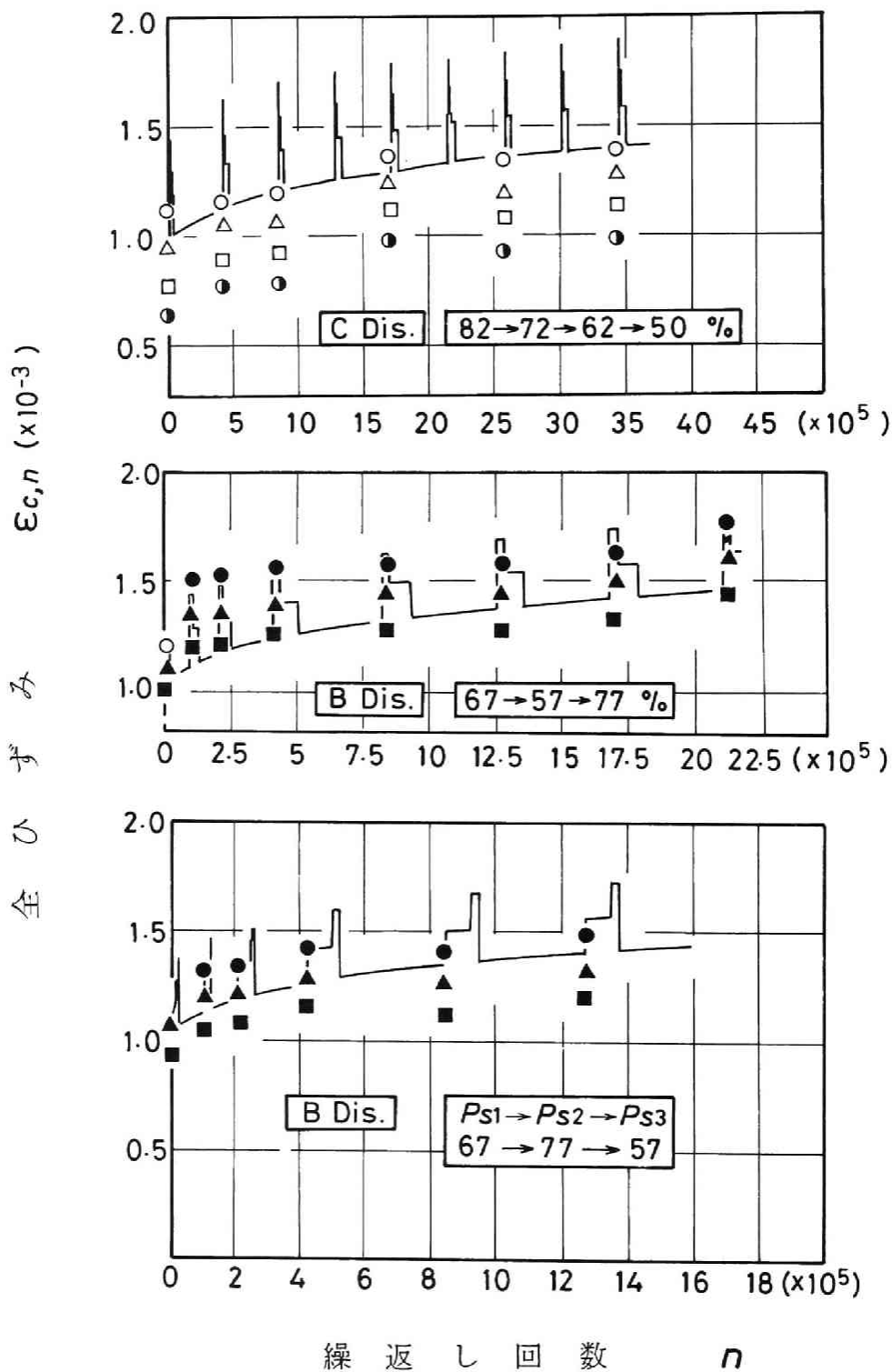


図 5.24 (B) 変動繰返し荷重下における R C はり上縁コンクリートひずみの変化

図 5.25 に一定荷重下のスパン中央たわみと繰返し回数比( $R$ )との関係を、図 5.26 に変動荷重下におけるスパン中央たわみと繰返し回数( $n$ )との関係の一例を示す。図 5.25 より、たわみの計算値と実験値が一致する荷重比範囲は全ひずみの場合と同様である。この傾向は変動荷重下のたわみ(図 5.26)にも見られ、式(5.21)の  $K_8 = 1.2$  とすることによって、繰返し荷重下のたわみがかなりの精度で推定可能であると考えられる。

図 5.27 は藤田・西堀<sup>20)</sup>が行った一定荷重試験によるスパン中央たわみと繰返し回数( $n$ )の結果を試験条件をも併せて示したものである。供試体には、圧縮強度  $f_c = 300 \text{ kgf/cm}^2$  のコンクリートを用い、はり 1, 2 にはそれぞれ弾性係数比 15 で算定した鉄筋応力 2400 と 3150  $\text{kgf/cm}^2$  となるような上限荷重を載荷している。図中の計算値は、これら試験条件と断面諸量を用い、コンクリートの弾性係数を  $3 \times 10^5 \text{ kgf/cm}^2$  と仮定して算定したものである。図より、計算値は実験値と良く一致していることがわかる。

図 5.28 に一定荷重下の最大ひびわれ幅と繰返し回数比( $R$ )の関係を、図 5.29 には変動荷重下の最大ひびわれ幅と繰返し回数( $n$ )との例を示す。各はり間でひびわれ幅の測定値のばらつきが大きい、一定荷重下の最大ひびわれ幅の実験値と計算値が一致する荷重比( $P_s$ )は、A はりの場合  $P_s = 60 \sim 80\%$ 、B はりの場合  $P_s = 50 \sim 70\%$  の範囲で、これより荷重比が大きい場合には実験値が計算値よりも、逆に小さい場合には計算値が実験値よりも大きくなる傾向がある。ここで、とくに注目されるのは、ひびわれ幅の実験値と計算値の一致する荷重比の範囲が、はり上縁のコンクリートの全ひずみの場合に比して広範囲になっていることである。この計算値と実験値とが一致する事実を式(5.22)との関連において分析すれば、以下の通りである。

表 5.14 に、ひびわれ幅の測定を行った供試体本数、初載荷時における最大ひびわれ幅の平均値( $\bar{W}_{max}$ )およびその計算値として用いた CEB-FIP モデルコード<sup>4)</sup>による平均ひびわれ幅( $W_{max}$ )の算定結果を示す。なお、CEB-FIP ではひびわれ幅のばらつきを考慮して、平均ひびわれ幅  $W_{max}$  の 1.7 倍をひびわれ幅の特性値として用いることを規定している。表より明らかなように、初載荷時( $n = 0$ )における最大ひびわれ幅の実験値と計算値の比( $\bar{W}_{max}/W_{max}$ )は、A はりで 1.2、B はりで 1.1 程度の値となり、実験値が計算値よりも大きくなっていることがわかる。このことより、実験値と計算値の一致性は、Balaguru ら<sup>16)</sup>が提案した式(5.22)の中で、鉄筋とコンクリートとの間の付着劣化に関する乗数項  $[1 + 1.22 \log n/7]$  が実際よりも大き目の値を推定していることに起因してもたらされたものと考えられる。

変動荷重下における最大ひびわれ幅(図 5.29)は、上縁コンクリートの全ひずみやスパン中央たわみの場合と同様に、一定荷重試験の各荷重比による挙動の影響を受ける。すなわち、最大ひびわれ幅の実験値と計算値の適合性は、A 分布モデルで良く、低荷重比を設定した B 分布、C 分布モデルでは計算値は実験値よりも大きくなる傾向を示す。

以上の結果を総合すれば、はりの種類あるいは作用荷重比の大きさによって各変形量の予測精度は異なるが、上記(1),(2)で述べた解析手法は、荷重比がそれほど高くない範囲で、はり上縁コンクリートひずみ、スパン中央たわみ、鉄筋位置の最大ひびわれ幅をかなりの精度で予測できると考えられる。

また，変動繰返し荷重下におけるRCはりの変形挙動は一定荷重下のそれと密接に関連していることが明らかになった。

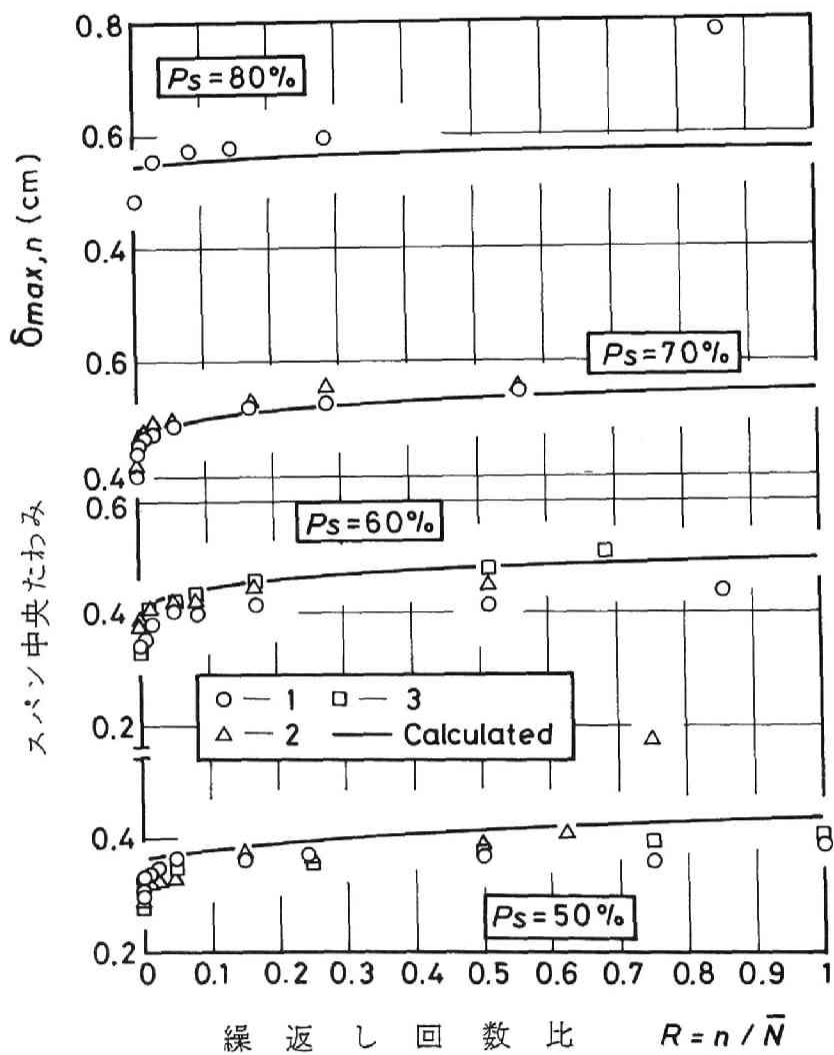


図 5.25 (A) 一定繰返し荷重下におけるたわみの変化 (B はり)

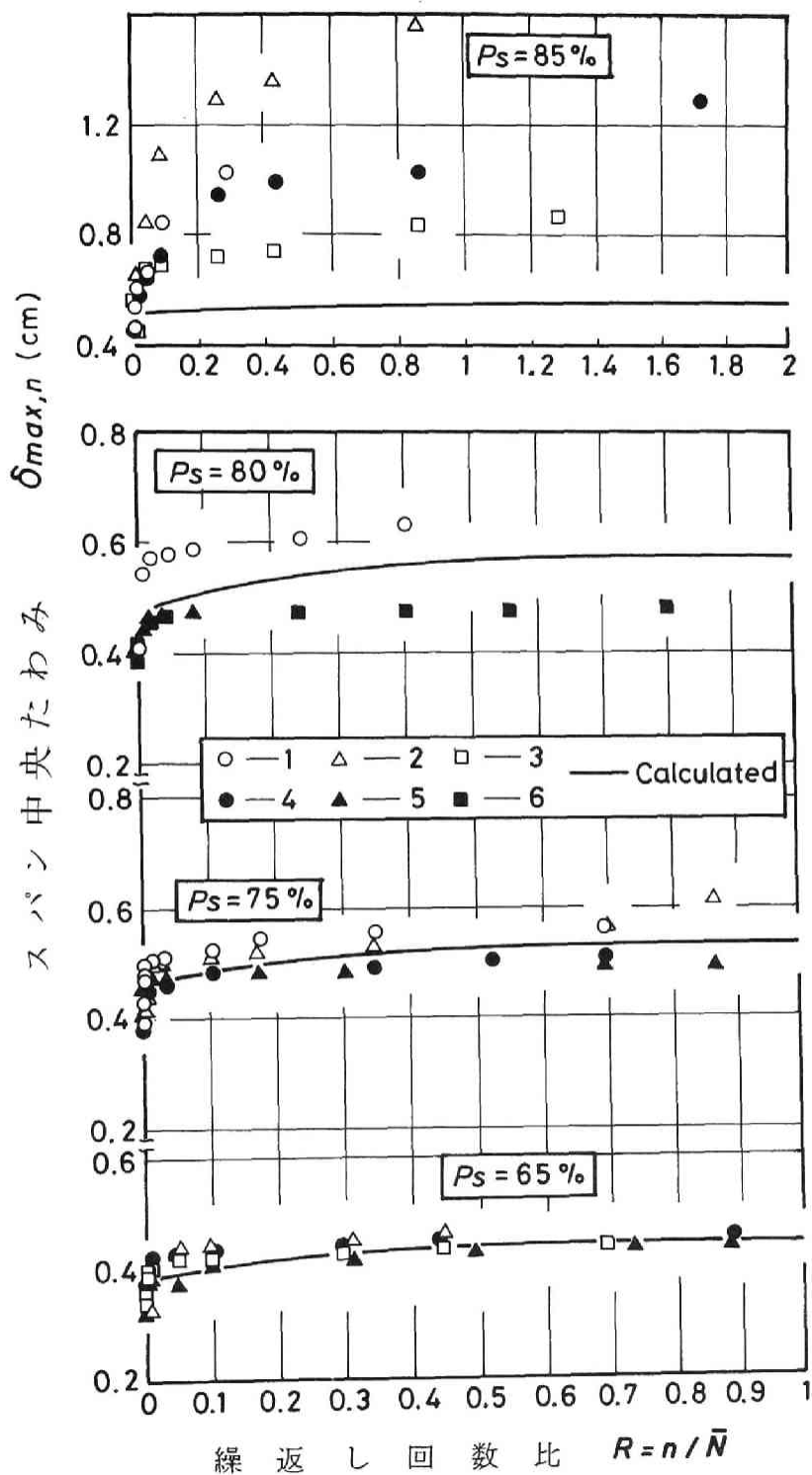


図 5.25 (B) 一定繰返し荷重下におけるたわみの変化 (A はり)

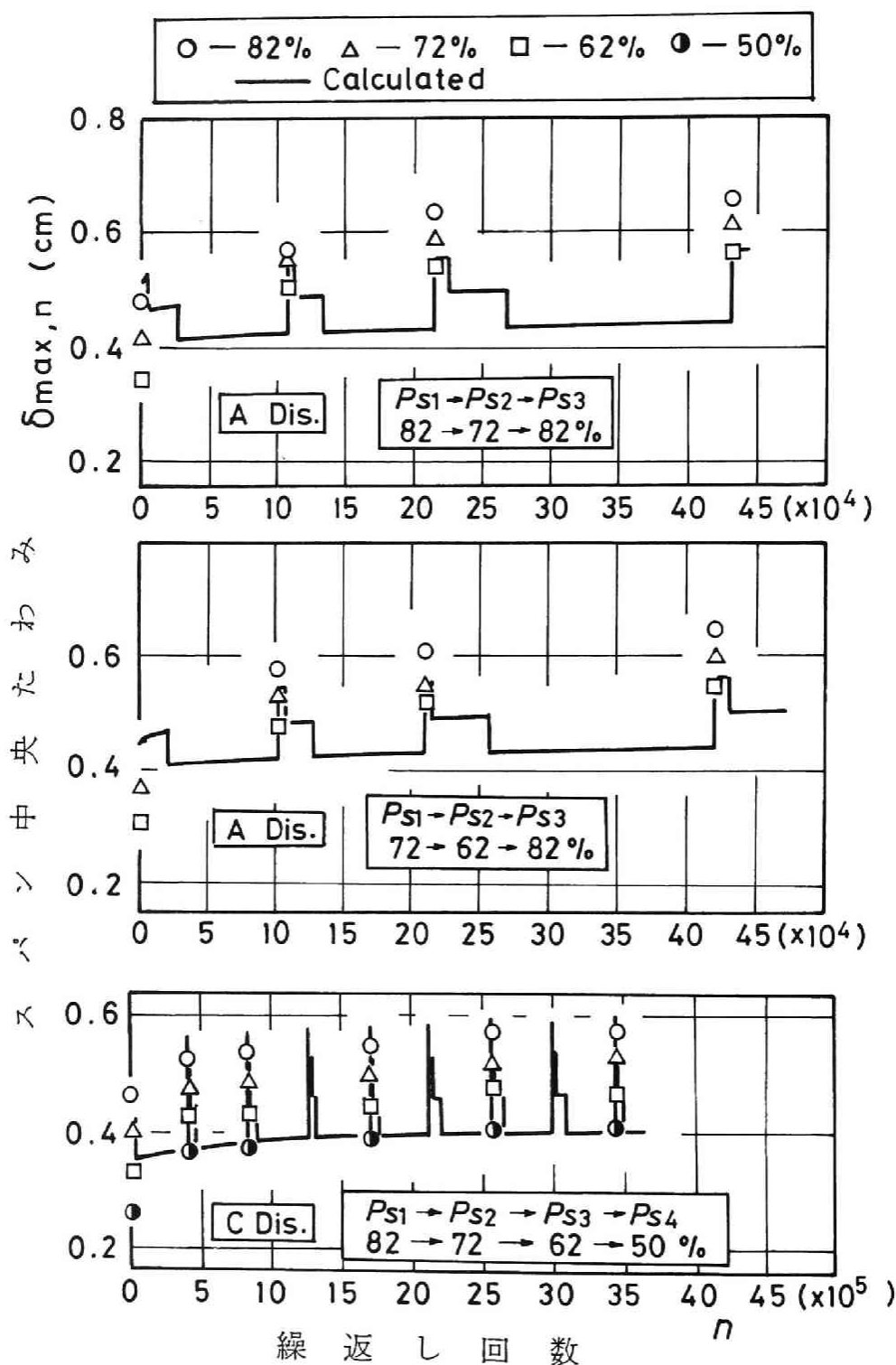


図 5.26 (A) 変動繰返し荷重下におけるたわみの変化

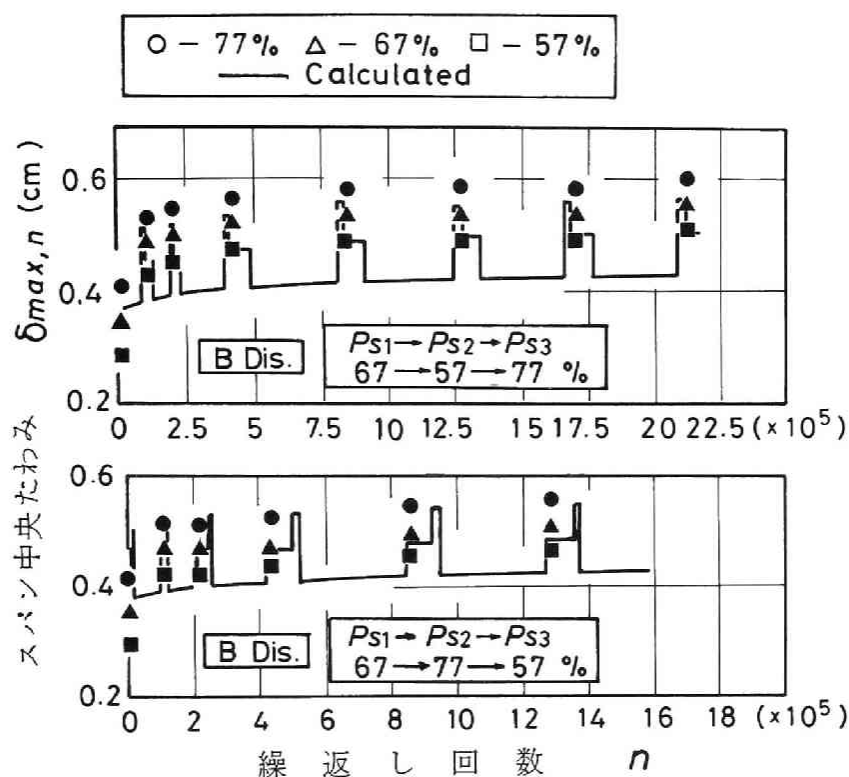


図 5.26 (B) 変動繰返し荷重下におけるたわみの変化

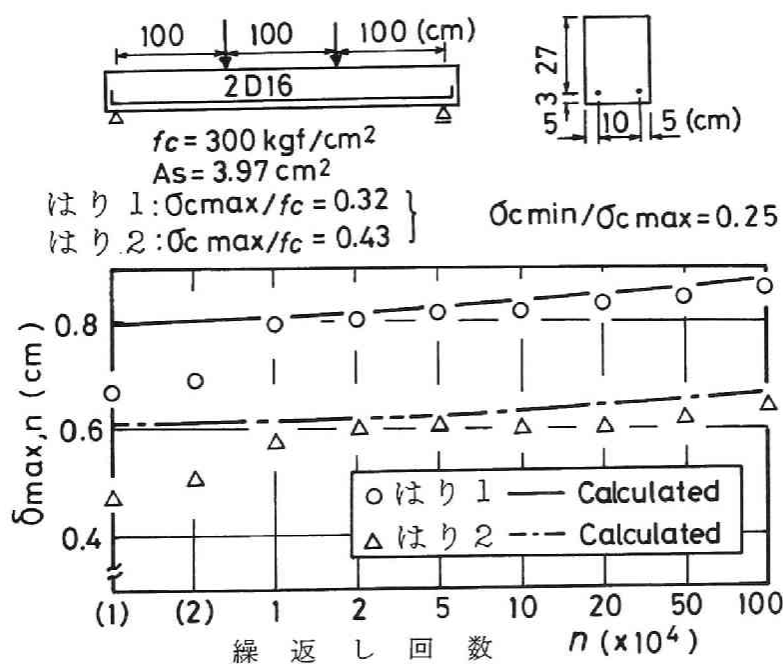


図 5.27 一定繰返し荷重下におけるたわみの変化 (藤田, 西堀<sup>33)</sup>) (1):  $n = 1$ , (2):  $n = 2$

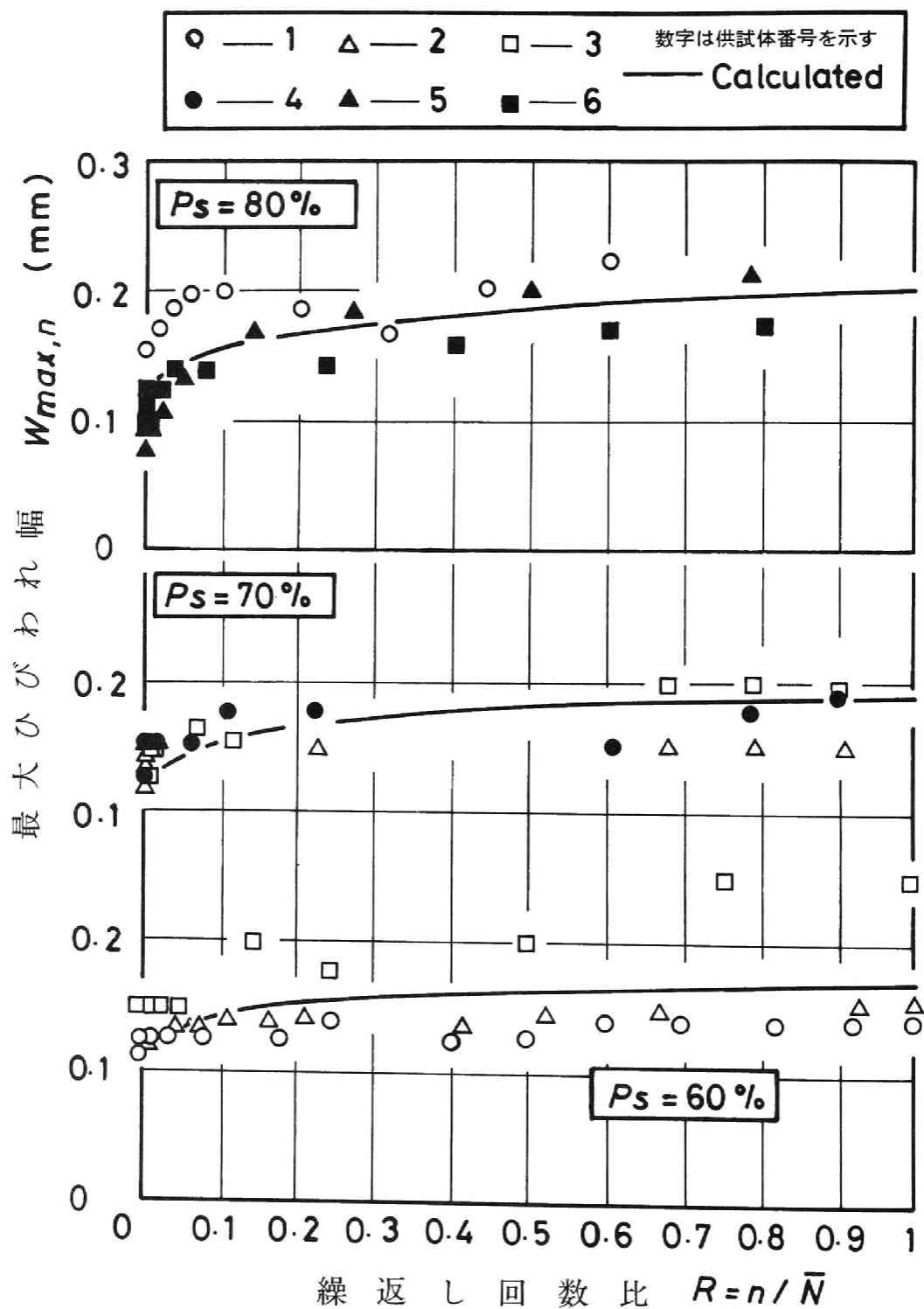


図 5.28 (A) 一定繰返し荷重下における最大ひびわれ幅の変化 (A はり)

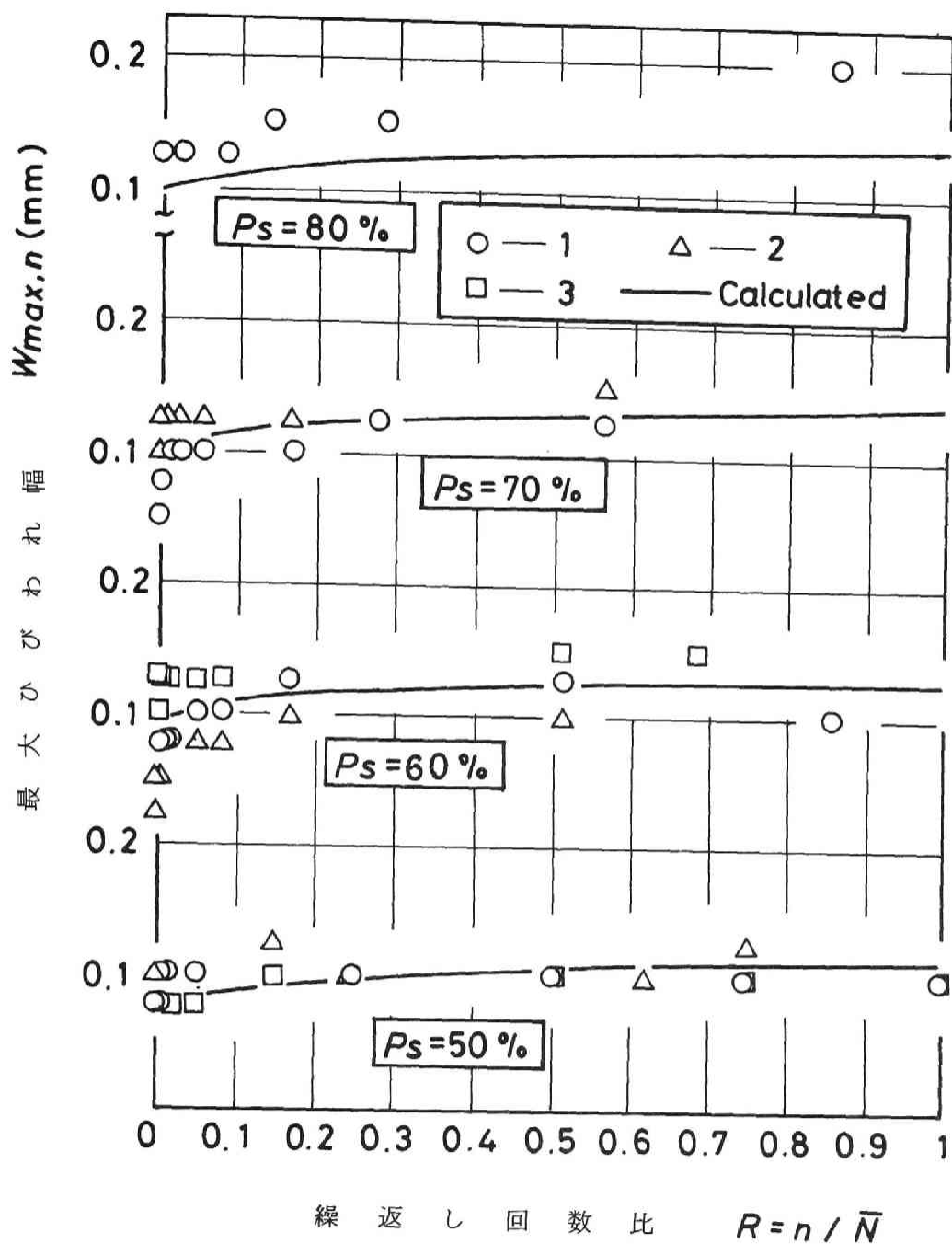


図 5.28 (B) 一定繰返し荷重下における最大ひびわれ幅の変化 (B はり)



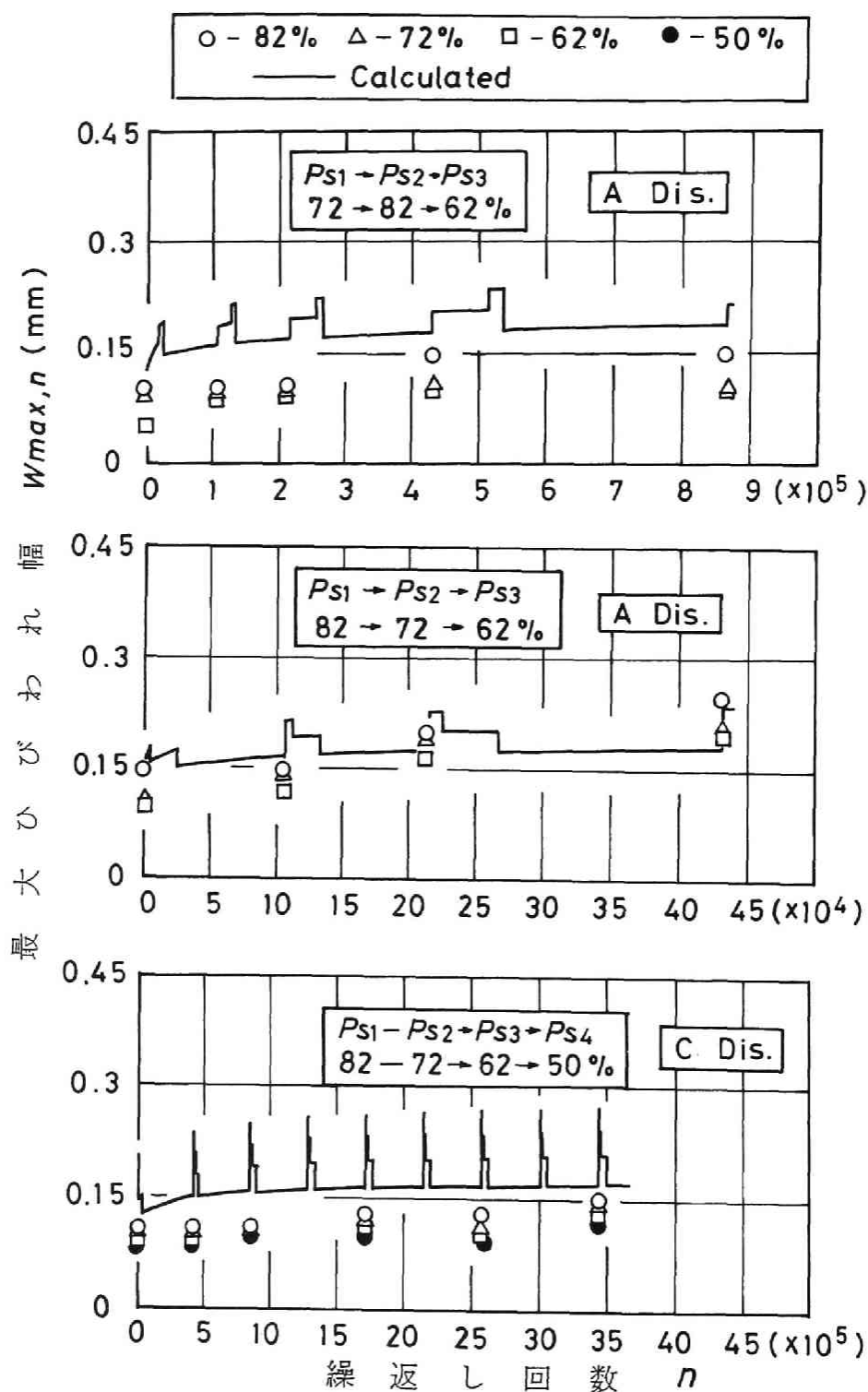


図 5.29 (A) 変動繰返し荷重下における最大ひびわれ幅の変化

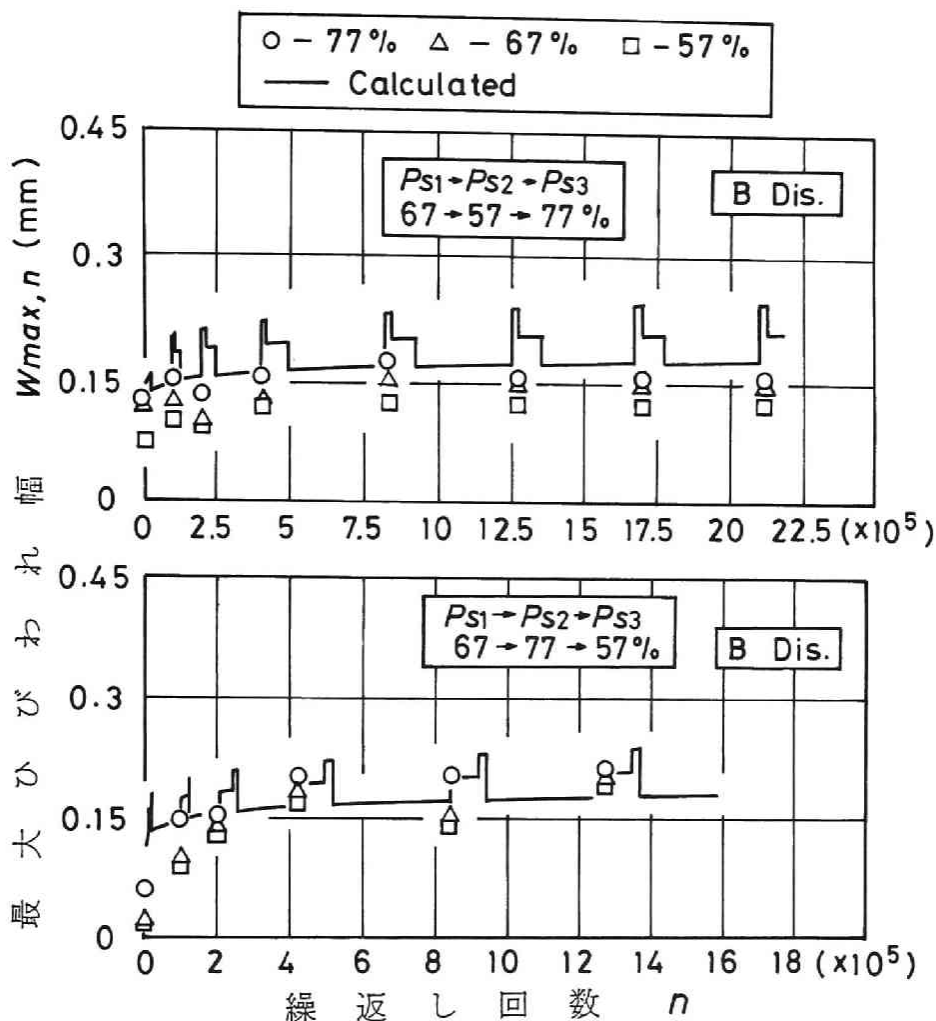


図 5.29 (B) 変動繰返し荷重下における最大ひびわれ幅の変化

表 5.14 初載荷時における最大ひびわれ幅

はりの種類	荷重比 $P_s$ (%)	最大ひびわれ幅 * $W_{max}$ (mm)		実験値 計算値	はりの種類	荷重比 $P_s$ (%)	最大ひびわれ幅 * $W_{max}$ (mm)		実験値 計算値
		計算値	実験値				計算値	実験値	
A はり	90	0.20	(4) 0.44	2.20	B はり	80	0.09	(2) 0.125	1.39
	85	0.13	(4) 0.19	1.46		70	0.08	(2) 0.08	1.00
	80	0.12	(3) 0.15	1.15		60	0.07	(3) 0.075	1.07
	75	0.11	(4) 0.12	1.09		50	0.05	(3) 0.06	1.20
	70	0.10	(4) 0.13	1.30	( ) 内の数値は実測した供試体本数を示す。				
	65	0.09	(3) 0.12	1.33					
	60	0.08	(2) 0.09	1.13					

(注) \* 計算値は C E B - F I P モデルコードによる平均ひびわれ幅の算定値  
実験値は同一荷重比ごとの各はりの最大ひびわれ幅の平均値を示す。

## 5.8 腹鉄筋を有しないRCはりのせん断疲労特性

繰返し載荷200万回で破壊しなかったはりを含む静的なせん断破壊試験の結果を表5.6に、せん断疲労試験の結果を表5.7(C)に一括して示した。

図5.30は、表5.7(C)の結果をもとに荷重比( $P_s$ : 上限荷重と静的終局耐力の百分率)と疲労寿命との関係を示したものである。図より、同一荷重比における疲労寿命( $N$ )は、せん断スパン有効高さ比( $a/d$ )2の方が3よりも、同一の $a/d$ においてはコンクリート強度( $f_c$ )が大きい方がやや大きな値を示す傾向のあることが伺われるが、疲労寿命のばらつきがきわめて大きいことこれは明確ではない。このことに関して、検貝<sup>21)</sup>は腹鉄筋を有しないRCはりについて $a/d=2\sim 6.36$ の間で変化させたせん断疲労試験を行い、 $P_s-N$ 線は $P_s=100\%$ で $N=1$ を通る1本の直線で近似できることを報告している。図5.30中の実線は実験値を回帰分析した結果を、破線は $P_s=100\%$ で $N=1$ を通る直線式を設定し回帰分析したものである。これらの直線式の傾きは曲げ疲労試験における $P_s-\bar{N}$ 線式(図5.10参照)の傾きに比べてきわめて小さく、わずかの荷重比の変化に対して疲労寿命は大きく変化することを示している。これは、せん断試験におけるRCはりの疲労寿命( $N$ )が長い( $N>10^6$ )か短い( $N<10^4$ )かの両極端に分かれ、 $10^4<N<10^6$ で破壊する供試体が少ないことに起因するものである。

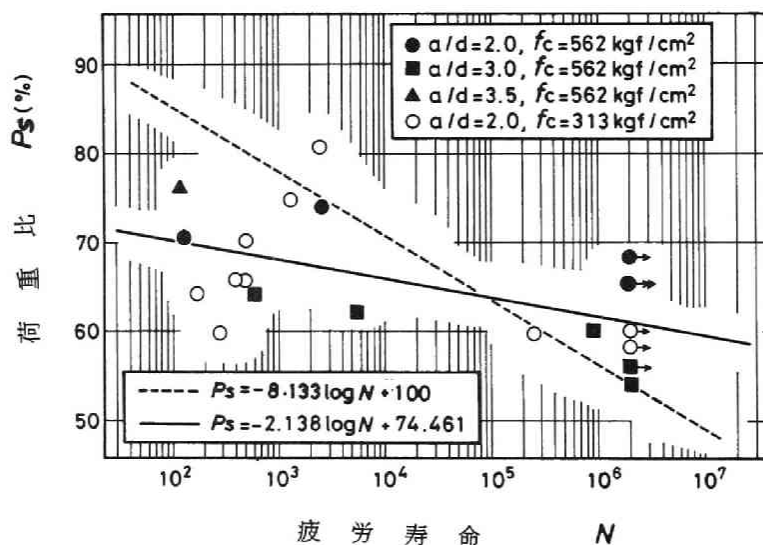


図5.30 荷重比と疲労寿命の関係

図3.31に腹鉄筋を有しないRCはりで $a/d=2.0$ あるいは2.5の場合の検貝<sup>21)</sup> Farghly<sup>22)</sup>の試験結果を併せて示す。図中の実線は全てのデータを直線回帰分析した結果を、破線は $P_s=100\%$ で $N=1$ を通る直線式を設定し回帰分析したものである。図より、検貝ら、Farghlyによる疲労寿命( $N$ )の結果も $10^4<N<10^5$ でデータがないという本研究と同様の結果となっている。

このような原因を表5.6、5.7(C)中に示した斜めひびわれ荷重と上限荷重比( $P_s$ )あるいは破壊様

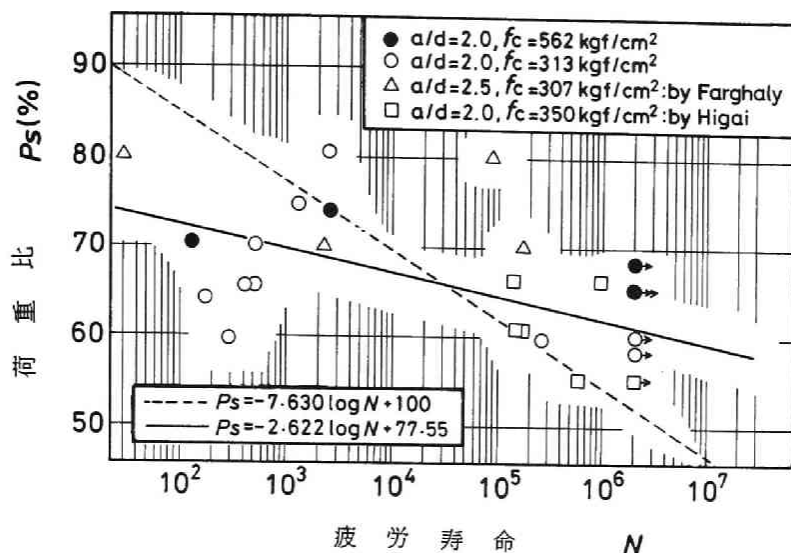


図 5.31 荷重比と疲労寿命の関係

式との関連でとらえ整理すれば、表 5.15 に示すようになる。すなわち、 $a/d = 2$  の場合、初載荷時に斜めひびわれが載荷点ないしはその近傍にまで達しているときには疲労寿命は短く、初載荷時に斜めひびわれがない、あるいは小さい場合にはタイドアーチを形成し疲労寿命は長くなる。図 5.32 に C はりの静的、疲労、200 万回載荷後の静的の各試験で破壊させたはりの破壊状況の一例を示す。一方、 $a/d = 3$  の場合、全てのはりは初載荷時に斜めひびわれは存在しないが(表 5.7(C)参照)。

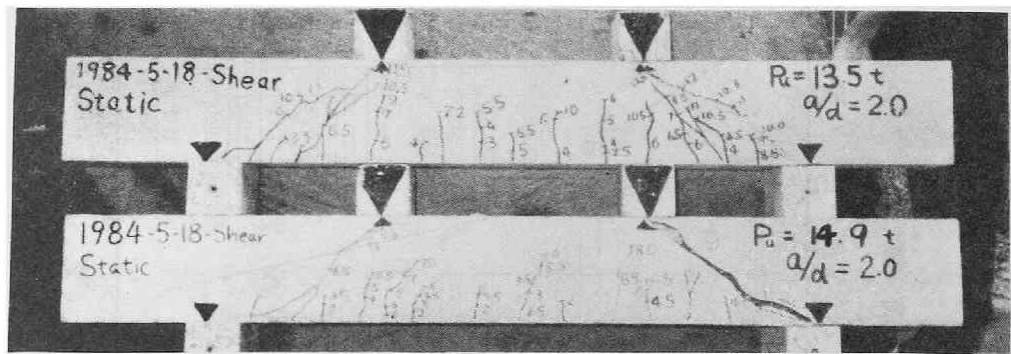
表 5.15 斜めひびわれの状態と疲労寿命

$a/d$	斜めひびわれの状況	疲労寿命
2.0	初載荷時に斜めひびわれがない。あるいは小さい(タイドアーチを形成)	長
	初載荷時に斜めひびわれが伸展している。(載荷点またはその近傍まで達している)	短
3.0	初載荷時には斜めひびわれは発生していない(繰返し途中で発生する)	短
	斜めひびわれが載荷点方向に伸展する	長

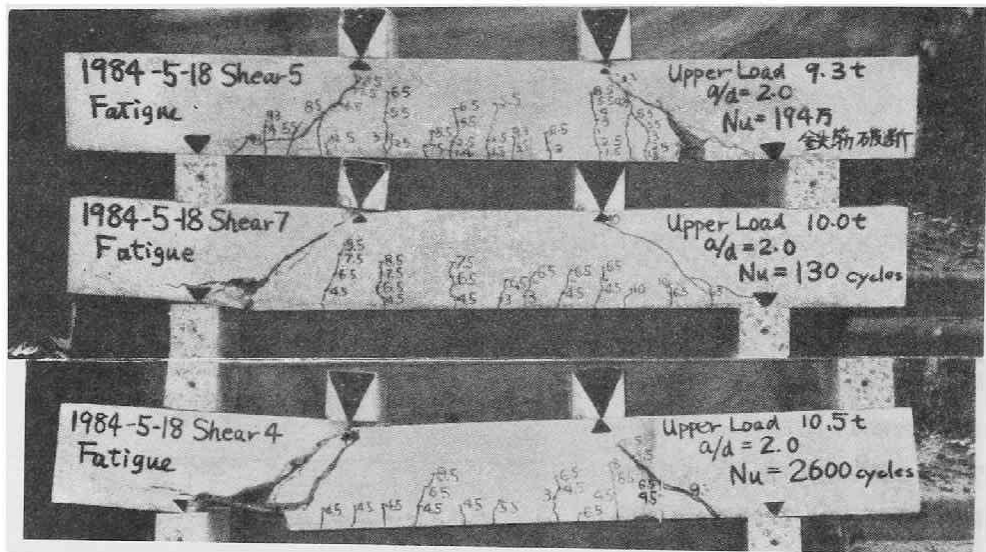
この場合繰返し載荷によって生じる斜めひびわれが載荷点方向に伸展するはりは疲労寿命が短く、斜めひびわれが曲げスパン内側へ伸展すると疲労寿命は長くなる。なお、 $a/d = 2, 3$  において、斜めひびわれが載荷点よりも内側の曲げスパン内側に伸展しタイドアーチを形成した場合、このひびわれ形態に起因してコンクリート強度の高い C はりは 200 万回載荷後の静的破壊試験においてせん断圧縮破壊したものと考えられる。

以上の結果より、 $a/d = 2 \sim 3$  程度の RC はりにおいては、載荷点近傍の斜めひびわれ挙動、すなわち、ひびわれ高さおよび繰返し載荷に伴う斜めひびわれの伝播速度や進行方向がせん断疲労寿命に大きく関与し、斜めひびわれより上側のコンクリート圧縮部の厚さが大きいほど疲労寿命は長くな

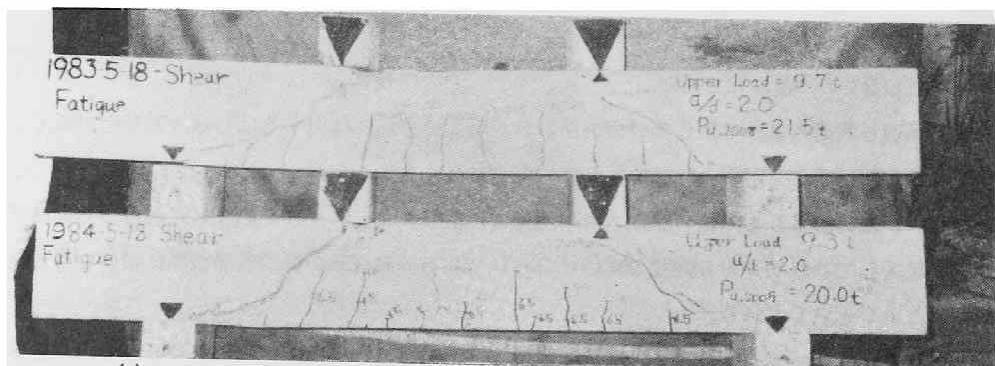
るものと考えられる。



(A) 静的破壊試験



(B) 疲労試験（上段のみ鉄筋破断）



(C) 200万回載荷後の静的破壊試験（ひびわれは200万回載荷後の状況である）

図 5.32 セン断試験における破壊様式（ $a/d = 2.0$  の場合）

## 5.9 本章の結論

本章においては、繰返し荷重を受けるRCはりの疲労特性をはりの破壊様式との関連において明確化し、さらに第3章、第4章で明らかにしたコンクリートの圧縮疲労特性のRC部材への適用性について、強度特性と変形特性の面から検討を加えた。実験に供した供試体数、選定した試験要因が少なかったことなど今後解決しなければならない問題が多く残されているが、応力勾配が疲労強度に有利な影響を及ぼすことに対するコンクリート上縁応力の低減値、たわみやひびわれ幅の予測手法の提示は本研究の成果であると考えられる。ここでは、本研究の範囲内で明らかになったことを列挙し、本章の結論とする。

- 1) 繰返し荷重下におけるRCはりの破壊様式は、作用荷重が大きい場合にはコンクリート圧潰型、作用荷重が小さく疲労寿命が長くなるに伴って、鉄筋量の多い場合においても鉄筋破断型の破壊になりやすくなる。
- 2) 一定荷重試験におけるRCはりの疲労寿命は対数正規分布に従う。
- 3) 一定荷重試験における疲労寿命のばらつきは、作用荷重と破壊様式の影響を受け、コンクリート圧潰型のはりの疲労寿命のばらつきは鉄筋破断型の破壊を示すはりのそれよりも大きくなる。また、鉄筋破断型の破壊を示すはりの疲労寿命のばらつきは、高荷重比( $P_s \geq 80\%$ )や疲労寿命の比較的長い荷重比( $P_s \leq 65\%$ )で大きく、その中間の荷重比では小さい。
- 4) 下限荷重比を10%とした曲げ疲労試験において、破壊様式の異なるA、Bはりについて次式のような $P_s - \bar{N}$ 線式が得られた。

$$\text{鉄筋破断型のAはり: } P_s = 166.27 - 16.89 \log \bar{N}$$

$$\text{コンクリート圧潰型のBはり: } P_s = 162.06 - 17.81 \log \bar{N}$$

上式に $\bar{N} = 200$ 万回を代入して求めた疲労強度は、Aはりで $P_s = 60\%$ 、Bはりで $P_s = 50\%$ となりかなり異なる。このことは、RCはりの $P_s - \bar{N}$ 線式は作用荷重の大きさや繰返し回数などに関係する破壊様式をも考慮して推定されるべきであることを示している。

- 5) 応力勾配はコンクリートの疲労に有利な影響を及ぼし、その程度は高荷重比ほど大きい。
- 6) 繰返し荷重を受けるはり圧縮域のコンクリートの荷重～ひずみ曲線および荷重～たわみ曲線は、中心圧縮応力下のプレーンコンクリートにおける荷重(応力)～ひずみ曲線と同じ形状を示す。
- 7) RCはりの曲げスパン内上縁コンクリートのサイクリッククリープは、Nevilleらが提案し、その後Balaguruらが修正した式(5.18)でかなり良く近似できる。
- 8) 一定荷重振幅の繰返し回数に伴うRCはりのたわみ、ひびわれ幅の増加は、5.7節に示した解析手法を用いることによってかなりの精度で推定でき、とくに荷重比が60～70%の範囲において実験値と計算値の適合性がよい。
- 9) 一定および変動荷重試験におけるRCはりの同一試験条件ごとの累積繰返し回数比( $M$ )の分布は対数正規分布に従う。

- 10) 変動荷重下におけるRCはりの疲労寿命の評価値である累積繰返し回数比( $M$ )は、荷重比の大きさの影響を受け、一般には受ける組合わせ荷重比の大きさが小さくなるに伴って、さらには低荷重比が多数回作用することによって $M$ の値は大きくなる。しかし、種々の荷重レベルが作用するようなランダム荷重下においては $M=1$ を破壊条件とするマイナー則によって疲労寿命がかなりの精度で推定できるものと考えられる。
- 11) 変動荷重の繰返し载荷に伴うRCはりの上縁コンクリートひずみは、各荷重比ごとのサイクリッククリープ曲線を重ね合わせることによってかなりの精度で推定できる。また、スパン中央たわみや最大ひびわれ幅の推定は、サイクリッククリープの重ね合わせと5.7節の解析手法を併用することによって推定できる。
- 12) 変動荷重下のたわみ、ひびわれ幅の増加は、一定荷重下のその増加量と密接に関係する。
- 13) せん断疲労試験におけるRCはりの疲労寿命は、斜めひびわれの伝播に関係するひびわれ上部のコンクリート圧縮部の厚さに依存し、斜めひびわれが载荷点方向に伸展する場合には短くなり、一方斜めひびわれが曲げスパン内側に伸展し、タイドアーチを形成する場合には著しく長くなる。

## ＜ 第5章 参 考 文 献 ＞

- 1) W.J.Venuti ; "A Statical Approach to the Analysis of Fatigue Failure of Prestressed Concrete Beams", Journal of the ACI, No.62-76, November 1965, pp.1375~1393.
- 2) 渡辺明, 松尾宏一, 鶴田健 ; "アンボンドPCはりに関する基礎的研究", 土木学会第32回年次学術講演会講演概要集, 第5部, 1977.10, pp.294~295.
- 3) 松下博通, 牧角龍憲 ; "プレテンションPCはりの疲労に関する研究", セメント技術年報, 第32巻, 1978, pp.477~480.
- 4) CEB ; "CEB-FIP Model Code 1978", CEB-FIP Model Code for Concrete Structures, 1978, pp.155~158.
- 5) C.P.Whaley and A.M.Neville ; "Non - Elastic Deformation of Concrete under Cyclic Compression", Magazine of Concrete Research, Vol.25, No.84, September 1973, pp.145~154.
- 6) 岡田清 ; "鉄筋コンクリート工学", 朝倉書店, 1972, pp.281~286.
- 7) H.Okamura and T.Higai ; "Proposed Design Equation for Shear Strength of Reinforced Concrete Beams without Web Reinforcement", Proceedings of JSCE, No.300, August 1980, pp.131~141.
- 8) 例えば, S.Soretz ; "Contribution to the Fatigue Strength of Reinforced Concrete", ACI, ACI Publication SP-41, Fatigue of Concrete, 1974, pp.35~58.

- 9) 横堀武夫 ; “材料強度学”, 技報堂, 1969年(11版), pp 184~186.
- 10) F.S.Ople, Jr. and C.L.Hulsbos ; “Probable Fatigue Life of Plain Concrete with Stress Gradient”, Journal of the ACI, No.63-2, January 1966, pp 59~80.
- 11) 浜田純夫, 成岡昌夫 ; “軽量コンクリートの圧縮疲労強度に関する一実験”, 土木学会報告集, No.176, 1970.4, pp 83~88.
- 12) R.K.ウィラーララタナ, 魚本健人, 西村次男 ; “鋼繊維補強鉄筋コンクリート梁の曲げ疲労性状に関する実験的研究”, 土木学会第39回年次学術講演会講演概要集, 第5部, 1984, pp 75~76.
- 13) ACI Committe 215 ; “Considerations for Design of Concrete Structures Subjected to Fatigue Loading”, Journal of the ACI, Vol.71, No.3, 1974, pp 97~121.
- 14) 土木学会 ; “コンクリート構造の限界状態設計法指針(案)”, 土木学会コンクリート・ライブラリー, 第52号, 1983, p 39.
- 15) 小寺沢良一, 森崎郁志, 山田敏晴 ; “過大過小応力下の疲労き裂伝ば速度の推定”, 材料, Vol.31, No.346, 1982.7, pp 685~689.
- 16) P.Balaguru and S.P.Shah ; “A Method of Predicting Crack Width and Deflections for Fatigue Loading”, ACI, ACI Publication SP-75, Fatigue of Concrete Structures, 1982, pp.153~176.
- 17) 既出 7), p 158.
- 18) 例えば, 小柳治 ; “部材の設計(その7) — ひびわれ —”, 土木学会, コンクリート・ライブラリー, 第41号, 鉄筋コンクリート設計法の最近の動向, 1975, pp 169~180.
- 19) 青柳征夫 ; “部材の設計(その6) — たわみ —”, 土木学会, コンクリート・ライブラリー, 第41号, 鉄筋コンクリート設計法の最近の動向, 1975, pp 156~157.
- 20) 藤田嘉夫, 西堀忠信 ; “繰返し荷重を受ける鉄筋コンクリートげたの変形に関する研究”, コンクリートジャーナル, Vol.9, No.5, 1971.5, pp 1~8.
- 21) 国分正胤, 桧貝勇 ; “繰返し荷重を受ける鉄筋コンクリートはりのせん断性状”, セメント技術年報, 第25巻, 1971, pp.348 ~ 352.
- 22) 上田多聞, 岡村甫, S.A.Farghaly, 榎本松司 ; “せん断補強鉄筋のないはりのせん断疲労強度, 一荷重振幅のせん断疲労強度に及ぼす影響”, コンクリート工学, Vol.20, No.9, 1982.9, pp 89~98.









## 第6章 コンクリートの疲労特性の設計への適用に関する研究

### 6.1 概 説

コンクリート構造物の設計においては、使用する材料の各種力学的特性を最大限に活用して、構造物が外荷重を安全に支持し、その機能を長期にわたって発揮するとともに経済性を計ることも考慮しなければならない。このような設計原則を実践するためには、まず耐用年数を、ついで構造物の重要度に応じた適切な破壊確率を規定し、しかる後に構造物が建設される環境条件とそこにおける構造物の劣化速度などを総合的に評価する設計システムを確立してゆく必要がある。

このような観点から、本章においては、第3章から第5章までの研究を通して得られたコンクリートないしはコンクリート部材の疲労特性の限界状態設計法への適用性について検討する。

本章においては、まず各国の疲労設計に対する示方書や設計指針の中で述べられている考え方（設計法）、コンクリートや鉄筋に対する $S-N$ 線式ないしは疲労を考慮しなくともよいとする応力の制限値を紹介する。続いて、変動応力下の疲労寿命に対して、我が国の土木学会“コンクリート構造物の限界状態設計法指針(案)”の考え方を適用した場合、圧縮を受けるコンクリートやRCはりなどの程度の安全性を有するかを破壊確率で表わし評価する。また、累積繰返し回数比( $M$ )については、破壊確率50%で規定した $S-\bar{N}$ 線式と構造物の重要度に応じて定まる破壊確率を考慮して $M$ の値を決定し、これを設計用値として用いる方法について検討する。さらに、繰返し荷重下におけるたわみやひびわれ幅の設計への取扱い方についての検討を行う。最後に、RCはりに一般国道、都市高速道路、北海における波高などの実測結果を外荷重として作用させた場合、i) 累積繰返し回数比、ii) 等価繰返し回数、iii) 応力振幅、によって構造物の安全性照査を試みる。

これらの結果をもとに、供用期間中のある時点での残存寿命や疲労設計を行う場合の各種規準の問題点についても若干の考察を加える。

### 6.2 各国の疲労設計法の考え方

疲労を考慮した設計を行う場合の安全性照査の精度は、①外力の推定、②応答解析や応力の推定、③使用材料の疲労寿命や疲労強度などの疲労に関するデータ、④疲労損傷の評価法、の各精度によって大きく左右される。限界状態設計法では上記各精度の不確かさを補うための種々の係数、例えば①においては荷重係数( $r_f$ )や荷重の組合わせ係数( $\psi$ )、②では構造解析係数( $r_a$ )や部材係数( $r_b$ )、③では材料係数( $r_m$ )や生存確率 $P=0.95$ に採った $P-S-N$ 線式、④においては累積繰返し回数比( $M$ )として、 $r_m \cdot M=1$ で $r_m=5^{1)}$ を導入しているが、これらの係数に大きな値を採った場合にはあまりにも安全性にすぎるきらいがある。

表 6.1 各国基準の疲労に関する規定（コンクリート）（表中の $\sigma$ は $\sigma_c$ を表わす）

応力条件	各国の基準	S - N 線式	応力の制限値	応力の算定法	備 考
圧縮（曲げ圧縮）	DNV 1)	$\log N = 10.0 \frac{1 - \frac{\sigma_{max}}{\beta f_{ck} / \gamma_m}}{1 - \frac{\sigma_{min}}{\beta f_{ck} / \gamma_m}}$ ここに $\beta = 1.26 - 0.26 \alpha \leq 1.26$	—	$\sigma_{max}, \sigma_{min}$ : それぞれひびわれ断面を仮定した線形の弾性理論に基づく最大と最小の縁圧縮応力	$\gamma_m = 1.25$ , $f_{ck}$ : シリンダー圧縮強度の特性値 $\alpha = \sigma_{min} / \sigma_{max}$ (応力勾配の影響係数), $\sigma_{min}$ 引張縁側の応力
	NPD 3)	$\log N = 12.5 \frac{1 - \frac{\sigma_{max}}{f_c}}{1 - \frac{\sigma_{min}}{\sigma_{max}}}$	—	$\sigma_{max}, \sigma_{min}$ の算定は非線形の応力-ひずみ関係を用いて求める	$f_c$ : 終局限界状態に用いたと同一の静的強度の値を使用する。
	2) 土木学会 コンクリート 構造の限界 状態設計 法指針(案)	$\log N = K \left( 1 - \frac{\sigma_r}{k_1 (f_{ck} \cdot \sigma_p)} \right)$ ここに $\sigma_r = \sigma_{max} - \sigma_p$ (応力振幅) $k_1 = 0.85$	—	$\sigma_{max}, \sigma_p$ : それぞれ上限荷重と永久荷重作用時の応力で曲げ圧縮の場合ひびわれ断面を仮定し、弾性係数比7を用いた弾性解析を行う。さらにこの結果より、三角形分布の合力位置と同位置に合力位置がくるようにした矩形応力分布の応力を採用する。	普通コンクリートで湿潤状態にある場合および軽量コンクリートの場合: $K = 10$ その他の場合: $K = 17$
	FIP 4)	規定なし	圧縮応力が種々の限界状態に対して R 3.4 で示されたものより大きくない場合には疲労のチェック不要	—	
	ACI 5)	規定なし	圧縮応力 $\leq 0.5 f_{ck}$ 膜引張応力を許容しない 曲げ引張応力 $\leq 1.4 \text{Mpa}$ のとき疲労のチェック不要	—	

一方、最近のコンクリート構造物は、高強度コンクリートや高張力鋼が積極的に使用されるのに伴って長大化、スレンダー化し、全荷重に占める活荷重の割合が大きくなる傾向にある。また、高層ビルや風荷重の影響を大きく受ける構造物、さらには波荷重を受ける海洋コンクリート構造物の建造の機会も増えている。これらの構造物は重要構造物が多く、従来にも増して安全性が要求されることになり、疲労についても何らかの措置を設計段階において講じておかなければならないと考えられる。

表 6.1、表 6.2 はコンクリート構造物の疲労破壊の可能性に対して何らかの対処策を規定している指針の一例を示したものである。

#### (1) コンクリートの S-N 線式ないしは応力の制限値

表 6.1 より明らかなように、一定繰返し圧縮応力を受けるコンクリートの設計用の S-N 線式として、DNV<sup>1)</sup>と我が国の土木学会<sup>2)</sup>は Goodman 式を採用し、弾性理論に基づいて上・下限荷重作用時のはり上縁コンクリート応力（それぞれ  $\sigma_{cmax}$ ,  $\sigma_{cmin}$ ）を算定し、DNV はこれら応力に低減値（ $\beta$ ）の逆数を乗じた応力を、一方土木学会は三角形分布の重心位置に合力位置が来るようにした矩形分布の応力を、一軸圧縮応力に換算した値として用いることを提案している。これに対して、NPD<sup>3)</sup>は Smith 式を採用し、外力に対する力とモーメントのつり合い式において、圧縮鉄筋がある場合に

表 6.2 各国基準の疲労に関する規定(鉄筋)

各国の基準	S-N線式または応力振幅の制限値	備 考																												
DNV 1)	$\log N = 6.5 - 2.3 \frac{\sigma_{sr}}{f_{sy}/\gamma_m} - 0.002 \sigma_{smin}$ <p>ここに <math>\sigma_{sr} = \sigma_{smax} - \sigma_{smin}</math></p> $f_{srl} = \text{耐久限界} = \frac{165}{\gamma_m} - 0.33 \sigma_{smin} \text{ (Mpa)}$ $\gamma_m = 1.15$	$\sigma_{smin}$ : 最小応力(引張を正)(Mpa), $\sigma_{sr}$ = 応力振幅 = $\sigma_{smax} - \sigma_{smin} > f_{sy}/\gamma_m$ , $\sigma_{smax}$ : 最大応力(引張を正)(Mpa) $f_{sy}$ : 降伏点強度(Mpa)																												
NPD 3)	実験データの無い場合、直線配置の鉄筋に対する耐久限界 $f_{srl}$ は 170 Mpa に採る																													
2) 土木学会 コンクリート 構造の限界 状態設計 法指針(案)	$N^{Ks} \sigma_{sr} = (1 - \sigma_{sp} / f_{su}) 10^a$ ただし $\sigma_{sr} \leq f_{sy} - \sigma_{sp}$ a, $K_s$ は試験により定めるのを原則とする。 D 32 以下の鉄筋に対しては以下の a, $K_s$ を用いてよい	$\sigma_{sp}$ : 永久荷重作用時の鉄筋応力 $f_{su}$ : 鉄筋の引張強度																												
	<table><tr><td></td><td colspan="2">母 材</td><td colspan="2">圧接継手</td><td colspan="2">機械継手</td></tr><tr><td></td><td>a</td><td><math>K_s</math></td><td>a</td><td><math>K_s</math></td><td>a</td><td><math>K_s</math></td></tr><tr><td><math>N \leq 2 \times 10^6</math></td><td>4.3</td><td>0.18</td><td>4.2</td><td>0.18</td><td>4.5</td><td>0.25</td></tr><tr><td><math>N &gt; 2 \times 10^6</math></td><td>4.0</td><td>0.13</td><td>3.9</td><td>0.13</td><td>-</td><td>-</td></tr></table>		母 材		圧接継手		機械継手			a	$K_s$	a	$K_s$	a	$K_s$	$N \leq 2 \times 10^6$	4.3	0.18	4.2	0.18	4.5	0.25	$N > 2 \times 10^6$	4.0	0.13	3.9	0.13	-	-	
	母 材		圧接継手		機械継手																									
	a	$K_s$	a	$K_s$	a	$K_s$																								
$N \leq 2 \times 10^6$	4.3	0.18	4.2	0.18	4.5	0.25																								
$N > 2 \times 10^6$	4.0	0.13	3.9	0.13	-	-																								
FIP 4)	S-N線式の規定なし; 直線配置の異形鉄筋に対して, 最小応力が $0.4 f_{sy}$ 以下の場合, 応力振幅 $\sigma_{sr}$ が $\sigma_{sr} \leq 140 \text{ Mpa}$ であれば疲労のチェック不要																													
ACI 5)	S-N線式の規定なし; 直線配置の鉄筋の場合, 設計荷重作用時の応力振幅 $\sigma_{sr}$ が $\sigma_{sr} \leq 140 \text{ Mpa}$ であれば疲労のチェック不要																													

はこの鉄筋は降伏すると仮定して, 残りの部分をコンクリートが受け持つと考え, さらにこの場合, 上・下限荷重作用時のコンクリート応力  $\sigma_{cmax}$ ,  $\sigma_{cmin}$  は非線形の応力~ひずみ関係を用いて算定することを提案している。これらの S-N線式は, 一般には試験によって破壊確率  $P_f$  ( $P_f = 1 - P$ ,  $P$ : 生存確率) が 5% 程度以下となるように K の値を決定することを規定している。表中に示す K の値は試験を行わない場合に用いる値である。一方, FIP<sup>4)</sup> や ACI<sup>5)</sup> の指針では, 設計荷重作用時のコンクリート上縁応力のある許容値以下に制限することによって, 疲労破壊の可能性を避けている。

## (2) 鉄筋の S-N線式あるいは応力振幅の制限値

鉄筋の疲労強度は, フシ根元の半径( $r_s$ )とフシ高さ( $h$ )の比( $r_s/h$ )および下限応力( $\sigma_{smin}$ )に支配され, 例えば米国の AASHTO<sup>6)</sup> では鉄筋の疲労限(応力振幅  $f_{srl}$  で表示)を次式で規定している。

$$f_{srI} = 145 - 0.33\sigma_{smin} + 55(r_s/h) \quad (\text{単位 Mpa})$$

実際の構造設計においては、設計荷重作用時の鉄筋の応力振幅( $\sigma_{sr}$ )を $f_{srI}$ 以下に抑えることを規定している。このような応力振幅( $\sigma_{sr}$ )の制限は、1978年のCEB-FIPのモデルコード<sup>7)</sup>にも見られる。

表6.2に示すように、NPD<sup>3)</sup>、FIP<sup>4)</sup>、ACI<sup>5)</sup>指針でも設計荷重作用時の鉄筋応力を制限することによって、疲労に対する安全性を確保している。一方、DNV<sup>1)</sup>、土木学会<sup>2)</sup>の指針は鉄筋のS-N線式を規定している。この場合、とくに注目されるのは、DNV指針が疲労限の存在を認めているのに対して、土木学会では疲労寿命 $N=200$ 万回を境にS-N線式の傾きを変えている。すなわち、疲労限以下の応力振幅が疲労寿命に及ばず影響を考慮している点である。なお、これらS-N線式を規定した指針においては、実働のランダム荷重下の疲労寿命の評価は、累積繰返し回数比( $M$ )を用い、NPDと土木学会においては $M \leq 1$ で、DNVでは $M \leq 0.2$ によって疲労に対する安全性の検討を行うことを規定している。

### 6.3 種々のS-N線式および各種設計用値の検証

本研究においては、下限応力比( $S_{min}$ )を全て10%と一定とした疲労試験を行い、式(6.1)に示すS-N線式を得た。しかし、実働のランダム荷重下においては、上限応力比( $S$ )と同様に下限応力比( $S_{min}$ )も変動する。このような応力条件下におけるS-N線式として、式(6.2)に示す形のGoodman式(Goodman図またはWöhler図とも呼ばれている)または式(6.3)の形のSmith式(Smith図)が一般に用いられ、大気中においては $K=17^8)$ 、 $K=6.4^9)$ となることが報告されている。土木学会の“コンクリート構造の限界状態設計法試(案)”<sup>40)</sup>では、材料の疲労試験を行わない場合、生存確率 $P=95\%$ を確保したP-S-N線式(ここではこの式もS-N線式と表記している)として、式(6.4)を用いることを推奨している。

$$\text{本研究：① } \log \bar{N} = (97.506 - S)/4.395 \quad \dots\dots\dots (6.1)$$

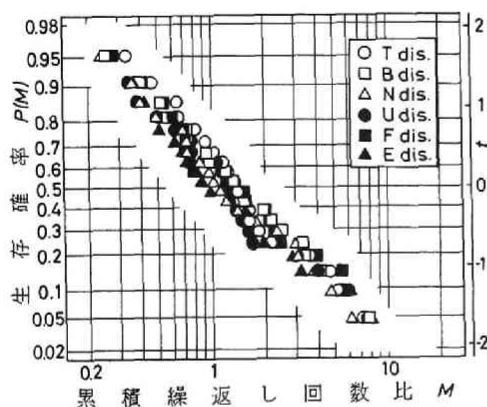
$$\text{松下ら：② } \log \bar{N} = K \cdot (100 - S)/(100 - S_{min}), \quad K = 17 \quad \dots\dots\dots (6.2)$$

$$\text{Tepfers：③ } \log \bar{N} = (1/K) \cdot (100 - S)/(1 - S_{min}/S), \quad K = 6.4 \quad \dots\dots\dots (6.3)$$

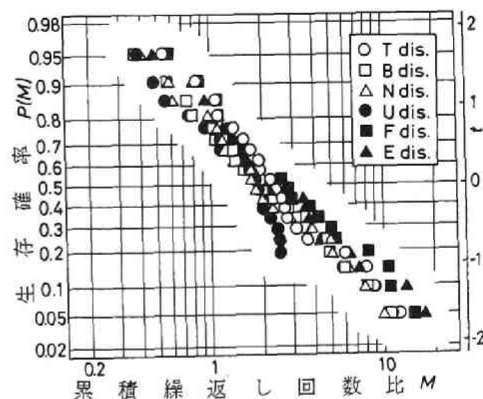
$$\text{試案式：④ } \log \bar{N} = 15(90 - S)/(90 - S_{min}) \quad \dots\dots\dots (6.4)$$

これらの式に $S_{min}=10\%$ を代入したとき、全ての式は上限応力比( $S$ )がほぼ5%減少するごとに $\bar{N}$ は1オーダー長くなる点では一致しているが、 $\bar{N}=200$ 万回を代入して求めた疲労強度は式(6.1)から式(6.4)の順にそれぞれ70, 67, 66, 56%となり、同一上限応力比( $S$ )における平均疲労寿命( $\bar{N}$ )はかなり異った値を示す。このような事実を考えた場合、4章で議論した累積繰返し回数比( $M$ )は、これを評価するS-N線式の相違によって大きく変わってくることが予想される。したがって、ここでは本実験結果および他の研究者が行った実験結果を用いて、上記4つのS-N線式から算定される $M$ の値、 $M$ の平均値( $\bar{M}$ )、および $\log M$ の標準偏差 $V(\log M)$ の違いを検討する。

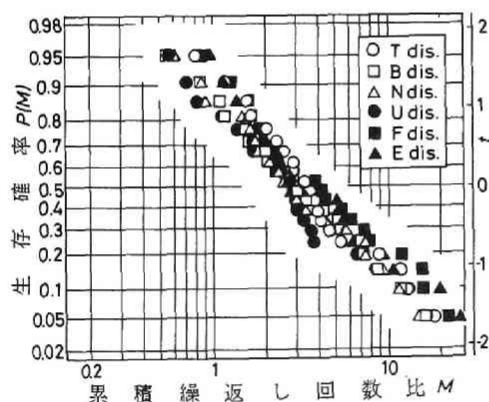
図 6.1 (A) ~ (D) は，本変動応力試験の結果 (表 4.4) に対して，式 (4.11) の  $\bar{N}(S_j)$  に，上記  $S-\bar{N}$  線式に  $S_{min}=10\%$ ， $S=S_j$  を代入して求まる  $\bar{N}$  (表 6.3 参照) を用いて算定した  $M$  と生存確率  $P(M)$  の関係を， $S-\bar{N}$  線式の相違ごとに示す。図より明らかなように， $M$  のプロット点はほぼ直線上にあり，いずれの  $S-\bar{N}$  線式から  $M$  を評価しても， $M$  の分布は対数正規分布に従うといえる。



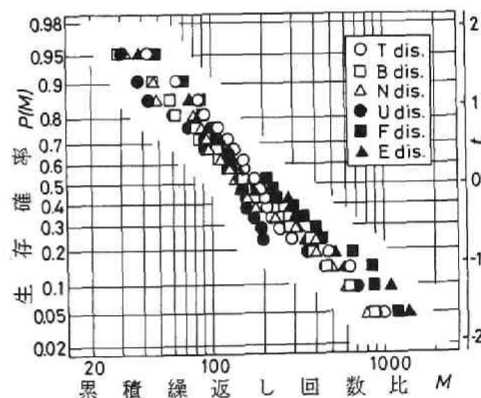
(A) 本研究式 (式 (6.1)) による



(B) 松下らの式 (式 (6.2)) による



(C) Tepfers らの式 (式 (6.3)) による



(D) 土木学会式 (式 (6.4)) による

図 6.1 種々の提案  $S-\bar{N}$  線式から評価される  $P(M)-M$  関係

表 6.3  $S-\bar{N}$  線式から算定した平均疲労寿命

提案者	$S-\bar{N}$ 線式	$\bar{N}$								
		$S=85\%$	$S=82\%$	$S=80\%$	$S=79.5\%$	$S=77\%$	$S=75\%$	$S=74.5\%$	$S=72\%$	$S=70\%$
本研究	$\log \bar{N} = (97.506 - S) / 4.395$	713	3370	9620	12500	46320	133100	171630	636000	1813000
松下ら	$\log \bar{N} = 17 \cdot (100 - S) / 90$	681	2510	6000	7450	22100	52750	65560	194500	464000
Tepfers	$\log \bar{N} = (100 - S) / \{6.34 (1 - 10/S)\}$	480	1710	4030	5000	14800	35470	44220	134500	271800
土木学会の試案*	$\log \bar{N} = 15 (90 - S) / 80$	9	32	75	93	274	649	806	2370	5620

(注) \* 土木学会 コンクリート構造の限界状態設計法試案



表 6.4 他の研究者による2段階応力試験の結果

牧角, 松下 <sup>11)</sup>				Tepfers <sup>12)</sup>			
試験条件	順 序 統計量 $r$	$n_1 (\times 10)$	$n_2 (\times 10)$	試験条件	順 序 統計量 $r$	$n_1 (\times 10)$	$n_2 (\times 10^4)$
$S_1 = 70\%$ ↓ $S_2 = 80\%$ $R_1 = 0.02$	1	1000	101	$S_1 = 75\%$ ↓ $S_2 = 67.9\%$ $R_1 = 0.5$	1	425	—
	2		210		2	425	—
	3		569		3	509	—
	4		625		4	1020	—
	5		640		5	1100	—
	6		1180		6	1530	—
	7		2787		7	4250	42
	8		3069		8	"	> 610
	9		17216		9	"	> 960
$S_1 = 70\%$ ↓ $S_2 = 80\%$ $R_1 = 0.2$	1	10000	55		10	"	> 1300
	2		120		11	"	> 2000
	3		380		12	"	> 2000
	4		1671	$S_1 = 67.9\%$ ↓ $S_2 = 75\%$ $R_1 = 0.5$	1	2130	—
	5		2980		2	6390	—
	6		8635		3	10700	—
	7		8757		4	12800	—
	8		11333		5	107000	> 50
	9		12845		6	"	> 71
	10		20601		7	"	> 79
	11		48390		8	"	> 84
	12		78529		9	"	> 100
$S_1 = 70\%$ ↓ $S_2 = 80\%$ $R_1 = 0.5$	1	1790	—		10	"	> 100
	2	4110	—		11	"	> 100
	3	7260	—		12	"	> 109
	4	11760	—	$S_1 = 75\%$ ↓ $S_2 = 67.9\%$ $R_1 = 0.80$	1	425	—
	5	17420	—		2	425	—
	6	25000	310		3	679	—
	7	"	1425		4	1020	—
	8	"	4460		5	1020	—
	9	"	4666		6	6790	9
	10	"	8200		7	"	40
	11	"	8400		8	"	490
	12	"	10106		9	"	> 1570
	13	"	17548		10	"	> 1680
	14	"	22300		11	"	> 1690
	15	"	29500		12	"	> 1830
	16	"	33000	$S_1 = 67.9\%$ ↓ $S_2 = 75\%$ $R_1 = 0.2$	1	6390	—
	17	"	45900		2	19200	—
	18	"	119200		3	43000	0.6
	19	"	147700		4	"	7.8
	20	"	150800		5	"	28.3
	21	"	175600		6	"	> 60
$S_1 = 75\%$ ↓ $S_2 = 80\%$ $R_1 = 0.5$	1	360	—		7	"	> 120
	2	780	—		8	"	> 120
	3	985	—		9	"	> 216
	4	2650	75		10	"	> 315
	5	"	210		11	"	> 358
	6	"	780		12	"	> 811
	7	"	74170				

・  $S_1, S$  : 先行応力比と後行応力比,  $R_1$  : 先行応力比における繰返し回数比

— : 応力比  $S_1$  で破壊したことを示す

表 6.5(A) 2 段階応力試験の回帰分析結果

研究者	荷重 順序	繰返し 回数比 $R_1$	評価式 の 番 号*	回 帰 式 $t = A \log M + B$	$\bar{M} =$ $10^{-B/A}$	$V(\log M) =$ $1 /  A $
本 研 究	$S_1 = 75\%$ ↓ $S_2 = 85\%$	0.4	①	$t = -1.946 \log M + 0.362$	1.53	0.51
			②	$t = -2.659 \log M + 1.030$	2.43	0.38
			③	$t = -2.702 \log M + 1.486$	3.55	0.37
			④	$t = -2.727 \log M + 6.227$	192	0.37
		0.6	①	$t = -2.030 \log M + 0.410$	1.59	0.49
			②	$t = -2.772 \log M + 1.244$	2.81	0.36
			③	$t = -2.883 \log M + 1.742$	4.02	0.35
			④	$t = -2.904 \log M + 6.794$	219	0.34
		0.8	①	$t = -2.031 \log M + 0.187$	1.24	0.49
			②	$t = -2.523 \log M + 1.091$	2.70	0.40
			③	$t = -2.558 \log M + 1.533$	3.97	0.39
			④	$t = -2.577 \log M + 6.015$	216	0.39
	$S_1 = 85\%$ ↓ $S_2 = 75\%$	0.25	①	$t = -1.652 \log M - 0.393$	0.58	0.61
			②	$t = -1.354 \log M - 0.045$	0.93	0.74
			③	$t = -1.340 \log M + 0.171$	1.34	0.75
			④	$t = -1.335 \log M + 2.486$	72.8	0.75
		0.50	①	$t = -2.241 \log M - 0.321$	0.72	0.45
			②	$t = -1.679 \log M + 0.045$	1.06	0.56
			③	$t = -1.658 \log M + 0.311$	1.54	0.60
			④	$t = -1.648 \log M + 3.163$	83.0	0.61
		0.75	①	$t = -2.815 \log M - 0.537$	0.64	0.36
			②	$t = -2.245 \log M - 0.216$	0.80	0.45
			③	$t = -2.228 \log M + 0.137$	1.15	0.45
			④	$t = -2.206 \log M + 3.951$	61.8	0.45
松 下 ら	$S_1 = 70\%$ ↓ $S_2 = 80\%$	0.02	①	$t = -1.211 \log M + 0.017$	1.03	0.83
			②	$t = -1.225 \log M + 0.277$	1.68	0.82
			③	$t = -1.223 \log M + 0.487$	2.50	0.82
			④	$t = -1.226 \log M + 2.611$	135	0.82
		0.20	①	$t = -0.891 \log M + 0.575$	4.42	1.12
			②	$t = -0.953 \log M + 0.849$	7.78	1.05
			③	$t = -0.955 \log M + 1.017$	11.61	1.05
			④	$t = -0.965 \log M + 2.701$	630	1.04
		0.5	①	$t = -0.628 \log M + 0.380$	4.03	1.59
			②	$t = -0.713 \log M + 0.658$	8.37	1.40
			③	$t = -0.709 \log M + 0.773$	12.3	1.41
			④	$t = -0.722 \log M + 2.047$	684	1.39
	$S_1 = 80\%$ ↓ $S_2 = 70\%$	0.5	①	$t = -0.631 \log M - 0.265$	0.38	1.58
			②	$t = -0.671 \log M - 0.060$	0.82	1.49
			③	$t = -0.670 \log M + 0.053$	1.20	1.49
			④	$t = -0.671 \log M + 1.218$	65.3	1.49

\* ① 本実験式(式 6.1), ② 松下らの式(式 6.2)

③ Tepfers の用いた式(式 6.3), ④ 土木学会試案の式(式 6.4)

表 6.5(B) 変動応力試験の回帰分析結果

分布モデル (略号)	評価式の 番号*	回 帰 式 $t = A \log M + B$	$\bar{M} =$ $10^{-A/B}$	$V(\log M)$ $= 1/ A $
三 角 形 (T)	①	$t = -2.526 \log M + 0.396$	1.44	0.40
	②	$t = -2.523 \log M + 0.963$	2.40	0.40
	③	$t = -2.514 \log M + 1.384$	3.55	0.40
	④	$t = -2.515 \log M + 5.738$	191	0.40
三 角 形 (B)	①	$t = -2.257 \log M + 0.333$	1.40	0.44
	②	$t = -2.265 \log M + 0.691$	2.02	0.44
	③	$t = -2.263 \log M + 1.072$	2.98	0.44
	④	$t = -2.264 \log M + 4.986$	159	0.44
正 規 (N)	①	$t = -2.294 \log M + 0.190$	1.21	0.44
	②	$t = -2.286 \log M + 0.683$	1.99	0.44
	③	$t = -2.289 \log M + 1.077$	2.95	0.44
	④	$t = -2.287 \log M + 5.032$	159	0.44
矩 形 (U)	①	$t = -2.245 \log M + 0.191$	1.22	0.45
	②	$t = -2.238 \log M + 0.563$	1.78	0.45
	③	$t = -2.238 \log M + 0.943$	2.63	0.45
	④	$t = -2.235 \log M + 4.806$	141	0.45
指 数 (F)	①	$t = -2.185 \log M + 0.292$	1.36	0.46
	②	$t = -2.173 \log M + 0.936$	2.70	0.46
	③	$t = -2.175 \log M + 1.299$	3.96	0.46
	④	$t = -2.172 \log M + 5.074$	217	0.46
指 数 (E)	①	$t = -2.202 \log M + 0.110$	1.12	0.45
	②	$t = -2.162 \log M + 0.854$	2.48	0.46
	③	$t = -2.163 \log M + 1.215$	3.65	0.46
	④	$t = -2.160 \log M + 4.974$	201	0.46

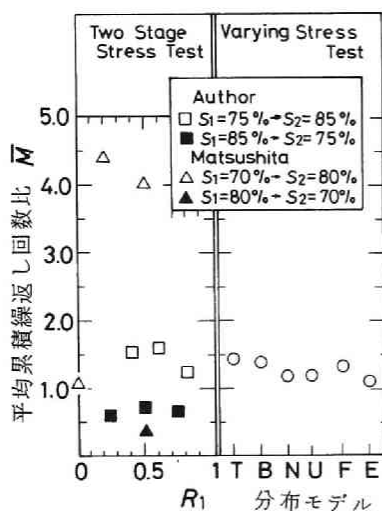
\* ① 本実験式(式 6.1), ② 松下らの式(式 6.2)

③ Tepfers の用いた式(式 6.3), ④ 土木学会試案の式(式 6.4)

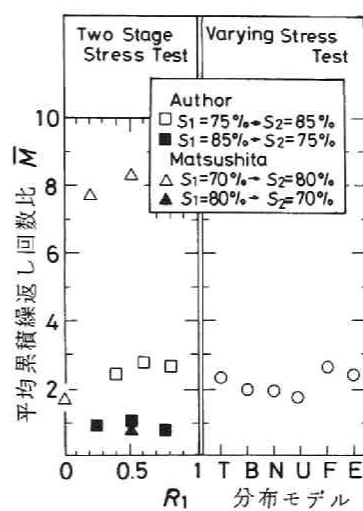
方, 2 段階応力試験の結果(表 6.4 参照)に対して, 松下ら<sup>11)</sup>は式(6.2)から, Tepfers<sup>12)</sup>は式(6.3)から式(4.10)の $M$ を算定し, 自身の結果に対して $M$ が対数正規分布に従うことを報告している。そこで, 彼ら試験結果に対しても, 各 $S-\bar{N}$ 線式を用いて算定した $M$ が対数正規分布に従うと仮定して, 式(4.6)を最小 2 乗法で求めた直線式,  $\bar{M}$ および  $V(\log M)$ を算定し, その結果を一括して表 6.5 に示す。

図 6.2 (A)~(D) は表 6.5 の $\bar{M}$ の値を $S-\bar{N}$ 線式の相違ごとに図示したものである。ただし Tepfers らの研究は試験を途中で打切ったデータが多いので省いてある。図より, 平均累積繰返し回数比( $\bar{M}$ )の値は,  $M$ を本研究, 松下ら, Tepfers ら, 土木学会の試案の基礎式の各 $S-\bar{N}$ 線式から評価した順に大きくなり, 本研究の $S-\bar{N}$ 線式から評価した $\bar{M}$ の値を基準に採れば, 松下式の場合 1.5 倍, Tepfers の用いた式の場合で 2.5 倍, 試案式の場合で約 100 倍の値を示す。このことは, 破壊規準として同一の $\bar{M}$ 値を採用しても, 用いる $S-\bar{N}$ 線式によっては疲労に対する安全性の評価(例えば破壊確率の値)

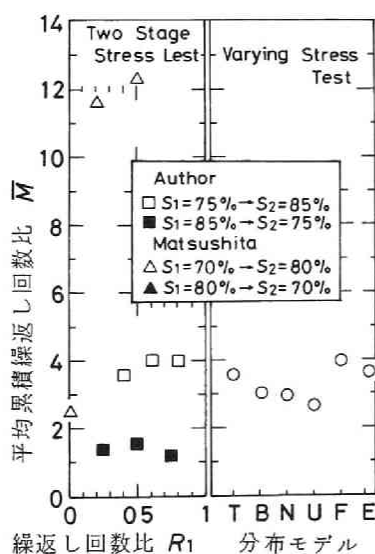
は大きく変わったものになることを示している。なお、変動応力試験による $\bar{M}$ の値は、いずれの $S-\bar{N}$ 線式から $\bar{M}$ を評価しても、2段階応力試験の荷重順序の相違によって得られる $\bar{M}$ の中間的な値を示す。



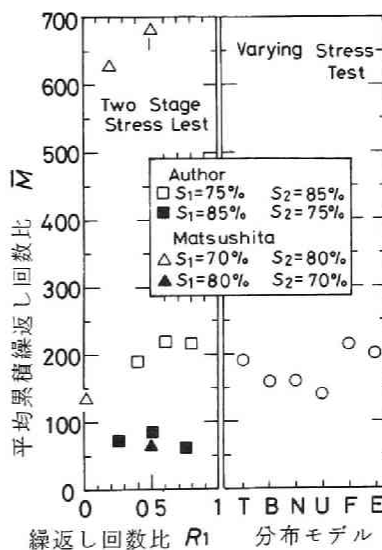
(A) 本研究式(式(6.1))による



(B) 松下らの式(式(6.2))による



(C) Tepfers らの式(式(6.3))による



(D) 土木学会式(式(6.4))による

図 6.2 種々の提案 $S-N$ 線式から評価される平均累積繰返し回数比

一方,  $\log M$  の標準偏差  $V(\log M)$  (表 6.5 参照) の変動は, いずれの  $S-\bar{N}$  線式から  $M$  を評価しても  $\bar{M}$  の変動に比べて小さく, とくに変動応力試験においてはそれはきわめて小さいという特性を有している。

つぎに,  $M$  を土木学会試案の  $S-\bar{N}$  線式を用いて評価し, 破壊基準として  $M=1$  ないしは  $M=0.2$  を採用した場合, 一軸圧縮を受けるコンクリートがどの程度の破壊確率を有しているのかについて検討する。図 6.3 に, 各試験要因ごとの破壊確率 ( $P_f$ ) を示す。この破壊確率 ( $P_f$ ) は, 表 6.5 の評価式番号④の回帰式に  $M=1, 0.2$  を代入して  $t$  (生存確率  $P=\phi(t)$ ) を求め,  $P_f=1-P$  より算定したものである。図より  $M=1$  とした場合の破壊確率は, 2 段階応力試験で  $10^{-2}$  から  $10^{-12}$ , 変動応力試験で  $10^{-7}$  から  $10^{-9}$  のオーダーにある。一方, DNV で採用されている  $M=0.2$  の場合には, これに相応する破壊確率は, 2 段階応力試験で  $10^{-2}$  から  $10^{-15}$ , 変動応力試験で  $10^{-10}$  から  $10^{-14}$  のオーダーになる。これら破壊確率 ( $P_f$ ) の値そのものは外挿値であるため信頼性に欠けるが, 大きい破壊確率の値は  $M=1, 0.2$  のいずれの場合にも, 先行応力比 ( $S_1$ ) が後行応力比 ( $S_2$ ) よりも大きな 2 段階応力試験で得られた。この場合,  $M=1$  に相応する  $P_f$  の最大値  $10^{-2}$  は, 試案の式 (6.4) を規定する際に考慮された破壊確率 5% と同オーダーの値を示しているが, この  $P_f$  の値は  $S_1$  が  $S_2$  より大きな 2 段階応力から変動応力に変化するに伴って小さくなり, 疲労破壊に対して安全側に移行するものと推

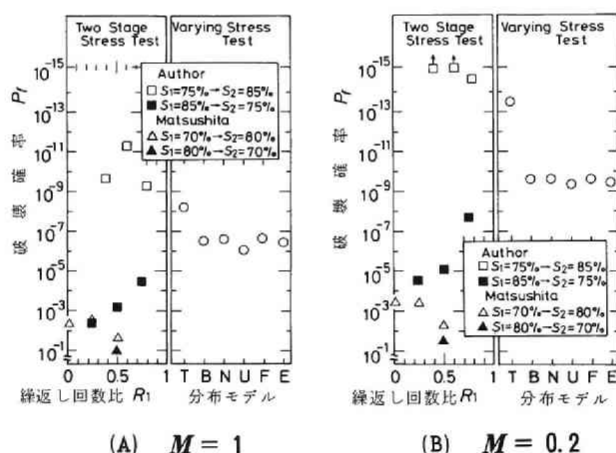


図 6.3  $M=1$  ないしは  $M=0.2$  とした場合の

ブレンコンクリートの破壊確率 (土木学会の試案)

察される。これらのことより, ランダム荷重の最も危険側の荷重作用として,  $S_1$  が  $S_2$  より大きな 2 段階応力を想定することによって,  $\bar{M}$  の下限値と同様に破壊確率の上限値も設定できるものと考えられる。

つぎに, 繰返し荷重を受ける RC はりの安全性を土木学会指針 (案) に基づいて算定した結果について検討する。指針 (案) では, 図 6.4 に示すように, 弾性係数比 7 としてよいとし, 鉄筋応力 ( $\sigma_s$ ) とはり上縁コンクリート応力 ( $\sigma_c$ ) を算定し, コンクリートの疲労破壊の安全性照査には  $\sigma_c$  を矩形分布の応力 ( $\sigma_{cR}$ ) に換算した値を用いることを規定している。この考え方を長方形断面のはりに適用

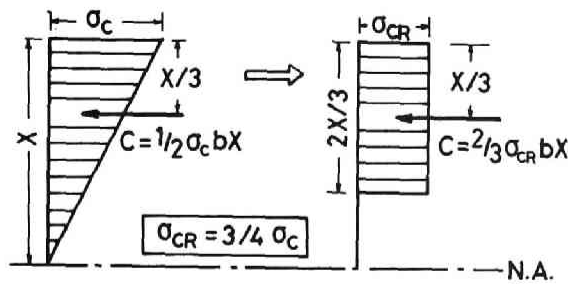


図 6.4 土木学会指針(案)による修正応力比の考え方

表 6.6 材料の応力と疲労寿命

A は り			B は り				
終局モーメントの実験値 $M_u = 3.425 \text{ t} \cdot \text{m}$			終局モーメントの実験値 $M_u = 5.375 \text{ t} \cdot \text{m}$				
荷重比 $P_s$ (%)	鉄 筋		荷重比 $P_s$ (%)	コ ン ク リ ー ト			
	応 力 $\sigma_c$ (kgf/cm <sup>2</sup> )	疲労寿命 $\bar{N}^{*1}$		応 力 $\sigma_c$ (kg/cm <sup>2</sup> )	換算応力 $\sigma_{CR}$ (kgf/cm <sup>2</sup> )	疲 労 寿 命	
						$\bar{N}^{*2}$	$\bar{N}^{*3}$
82	3507	20880	80	559.2	419.7	439	5790
80	3421	24440	75	524.3	393.5	4640	52800
77	3293	31160	73	510.3	382.7	12270	65190
75	3208	36840	70	489.3	367.2	49550	89430
72	3079	47970	68	475.3	356.7	127520	110410
70	2994	57490	63	440.4	330.3	1373500	186700
67	2865	76560	62	433.4	325.3	2154400	207440
65	2780	93250	60	419.4	314.8	5544900	256100
62	2652	127300	10	69.9	52.5	—	—
60	2566	158400					
57	2438	223200					
50	2138	548000					
10	428	—					

$\sigma_{CR}$ : 弾性係数比7とした慣用の弾性計算によって算定される三角形分布の応力の合力位置と同位置に合力位置がくるようにした矩形分布の応力(長方形断面においては  $\sigma_{CR} = 3/4 \sigma_c$ )

- \*1.  $\bar{N}^K = (1 - \sigma_{sp}/f_{su}) 10^a / \sigma_r$  (表 6.2 参照)  
( $\sigma_r = \sigma_s - 428$ ,  $f_{su} = 5680 \text{ kgf/cm}^2$ ,  $\bar{N} \leq 2 \times 10^6$  のとき  $a = 4.3$ ,  $K = 0.18$ )
- \*2.  $\log \bar{N} = K(1 - \sigma_r/k_1(f_{ck} - \sigma_p))$  (表 6.1 参照)  
( $\sigma_r = \sigma_{CR} - 52.5$ ,  $K = 17$ ,  $k_1 = 0.85$ , ここでは  $f_{ck} = f_c = 564 \text{ kgf/cm}^2$  とした)
- \*3.  $\log \bar{N} = 17(1 - S)/(1 - S_{min})$  ( $S = \sigma_c/(\beta \cdot f_c)$ ,  
 $\beta = 1/(0.19 + 0.58/(\sigma_c/f_c))$  ただし  $1 \leq \beta \leq 1.23$  (式(5.12)による)  
 $S_{min}$  は  $\sigma_c = \sigma_{cmin}$  ( $= 69.9$ ) とした  $S$  の値を用いる。

すれば  $\sigma_{CR} = 3/4 \cdot \sigma_c$  なる関係が成立する。

表 6.6 に  $\sigma_s$ ,  $\sigma_{CR}$  の算定値,  $\sigma_s$ ,  $\sigma_{CR}$  を指針(案)に規定されている  $S - \bar{N}$  線式に代入して求めた平均疲労寿命( $\bar{N}$ ), および  $\sigma_c$  の低減に5章で提案した低減値  $\beta$  (式 5.12) を導入する手法によって算定される平均疲労寿命( $\bar{N}$ )の値を示す。図 6.5 には, はりの疲労寿命( $N$ : 表 5.7 参照)と指針(案)に基づいて算定した材料の平均疲労寿命( $\bar{N}$ : 表 6.6 参照)との比( $M = N/\bar{N}$ : 一定荷重試験の場合の累積繰返し回数比)と生存確率  $P$  ( $M$ ) との関係をはりの種類ごとに示す。指針(案)では, 疲労破壊に対する安全性の検討はマイナー側に基づくことを規定しているため, 図中のプロット点が

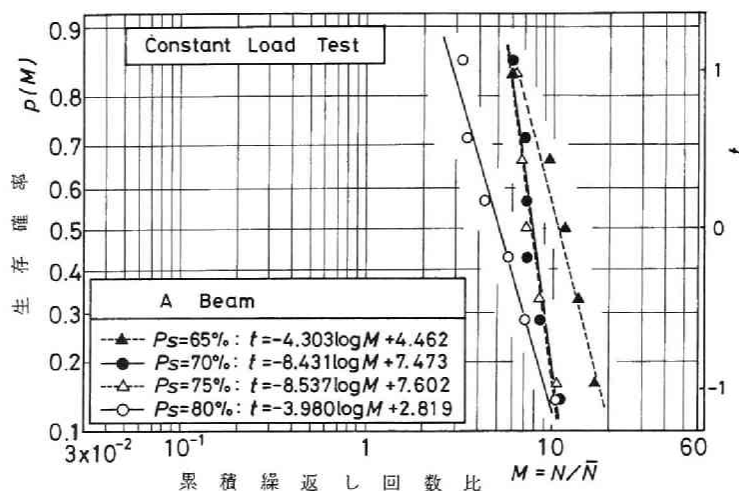


図6.5(A) A はり

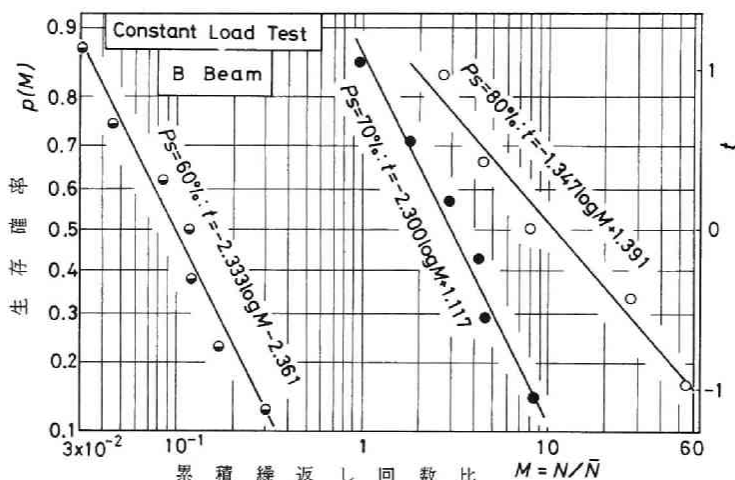


図6.5(B) B はり

図6.5 一定荷重試験におけるRCはりの $P(M)-M$ 関係(土木学会の指針(案)による評価)

$M=N/\bar{N}=1$  上にあれば、材料の $S-\bar{N}$ 線式からRCはりの疲労寿命が正確に推定でき、 $M>1$ ならば安全側の、 $M<1$ ならば危険側の推定がされることになる。図より、鉄筋破断型のAはりにおいては、荷重比( $P_s$ )が小さくなるに伴って $M$ の値はやや大きくなる傾向にあるが、全般的にはこれらプロット点はかなり良く一致し、さらに生存確率 $P(M)=95\%$ における $M$ の値も $M>1$ となっている。一方、コンクリート圧潰型のBはりにおける $M=N/\bar{N}$ の値は、荷重比( $P_s$ )が小さくなるに伴って小さくなり、とくに $P_s=60\%$ においては $M<1$ となっている。これらの事実より、生存確率 $P=95\%$ を想定して規定された指針(案)の鉄筋に関する $S-\bar{N}$ 線式(厳密には $P-S-N$ 線式)は、鉄筋破断型のはりに対しては $P(M)=0.95$ で $M>1$ となり、想定したよりもやや安全側の $S-\bar{N}$ 線式を規定しているといえる。一方、コンクリート側については、指針(案)の矩形応力に換算する手法は $M<1$

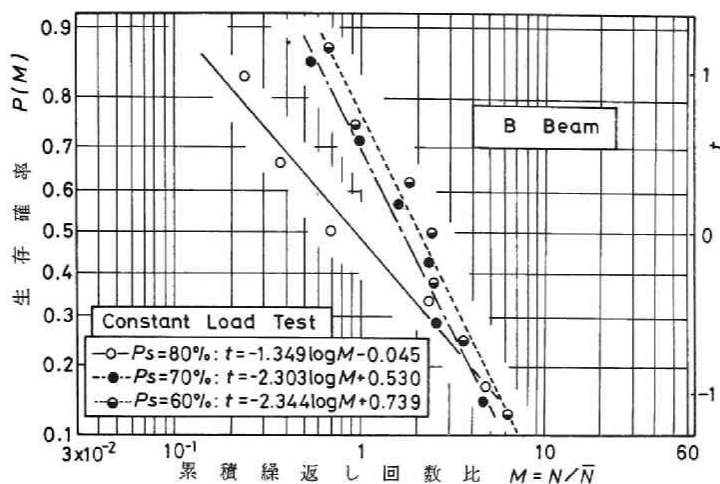


図 6.6 一定荷重試験における B はりの  $P(M)$ — $M$  関係 (本提案式による評価)

となる場合もあり、必ずしも適切であるとはいえない。

図 6.6 は B はりについて、低減値  $\beta$  を導入して算定した  $M = N / \bar{N}$  ( $\bar{N}$ : 表 6.6 参照) と  $P(M)$  の関係を示したものである。図より、 $M$  の値は高荷重比でやや小さな値を示すが、図 6.5 (B) に比べて荷重比 ( $P_s$ ) 間の差は著しく小さく、さらに生存確率  $P(M) = 50\%$  に対応する  $M$  の値 ( $\bar{M}$ ) は 1 に近い値となっている。このことは、指針(案)よりも本研究で提案した低減値  $\beta$  を用いて、はり上縁応力の低減を考慮する方が、一軸圧縮応力下のプレーンコンクリートの  $S$ — $\bar{N}$  線式と関連づけた疲労寿命の推定がより精度よく行える可能性のあることを示している。

図 6.7 は変動荷重試験における RC はりの疲労寿命の結果 (表 5.8 の  $\Sigma n$ ) に対して、式 (5.14) の  $\bar{N}(P_{sj})$  に表 6.6 の  $\bar{N}$  (ただし B はりに対しては本提案式で算定した  $\bar{N}^{*3}$ ) を代入して求めた累積繰返し回数比 ( $M$ ) とその生存確率 ( $P(M)$ ) の関係を示したものである。図 6.5 (A), 6.6, 6.7

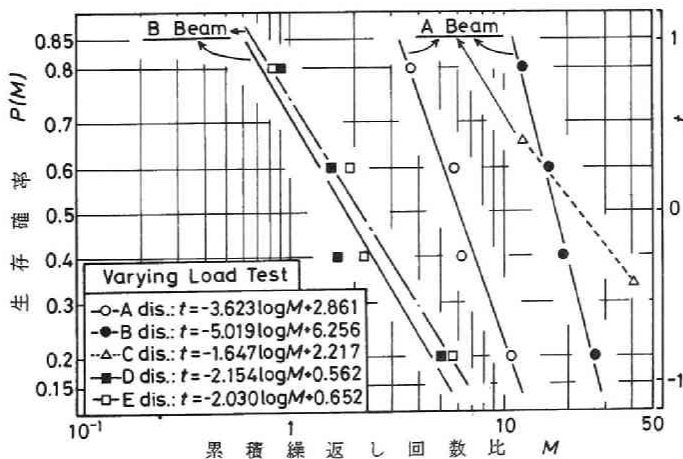


図 6.7 変動荷重試験における RC はりの  $P(M)$ — $M$  関係



より、これらのプロット点はほぼ直線上にあり、 $M$ の分布はいずれの場合も対数正規分布に従うといえる。図中にはこれらプロット点を最小2乗法によって求めた直線式も併記している。これらの式に  $t=0$  ( $P(M)=0.5$ ) を代入して求めた  $M$ の値が平均累積繰返し回数比 ( $\bar{M}$ ) で、また  $M=1$  に相当する破壊確率 ( $P_f$ ) は  $P_f=1-\phi(t)$  より算定される。

図6.8は一定および変動荷重試験における平均累積繰返し回数比 ( $\bar{M}$ ) と、 $M=1$  とした場合の破壊確率 ( $P_f$ ) を各試験条件ごとにプロットしたものである。図より、鉄筋の疲労破断で破壊したAはりの場合、一定荷重試験で  $\bar{M}$  は  $\bar{M}=5\sim 11$  の範囲にあり、荷重比 ( $P_s$ ) が小さくなるに伴って大きくなる傾向のあることがわかる。このような傾向は変動荷重試験においても現われ、 $\bar{M}$  はA分布モデルよりも設定荷重比の小さなB分布モデルやC分布モデルで大きな値を示している。一方、破壊確率 ( $P_f$ ) は、RCはりの疲労寿命のばらつきが  $P_s=70\sim 75\%$  で小さいという特性の影響を受け、この範囲の荷重比では  $P_f$  はきわめて小さい値を、供試体数の少ないC分布モデルを除けば、その他の設定荷重比においても  $P_f=10^{-3}$  程度の値を確保している。この値は指針(案)で鉄筋の疲労振幅強度の特性値決定に際して想定している破壊確率5%より1オーダー小さい値となっている。

コンクリート圧潰型の破壊を示したBはりの  $\bar{M}$  の値は、一定および変動荷重試験において  $\bar{M}=1\sim 2$  程度、 $M=1$  に相当する破壊確率 ( $P_f$ ) は  $P_f=0.5\sim 0.1$  の値を示している。このことより、コンクリート圧潰型のRCはりの疲労寿命は、提案した  $\beta$  と  $M=1$  を用いることによって、やや安全側ではあるが、かなり正確に推定しうる可能性のあることを示している。また、3章のプレーンコンクリートの疲労寿命 ( $N$ ) の対数の標準偏差  $V(\log N)$  (上限応力比  $S=85\sim 72\%$  の範囲で  $V(\log N)\approx 0.44$  (表3.7参照)) と、図6.6、図6.7の直線式の傾きより算定されるはりの場合の  $\log M$  の標準偏差  $V(\log M)$  ( $P_s=60, 70\%$  の一定荷重試験で  $V(\log M)\approx 0.43$ 、変動荷重試験で  $V(\log M)\approx 0.47$ ) はほぼ等しい値を示している。このことは、構造物の重要度に応じて定まる生存確率 ( $P=$

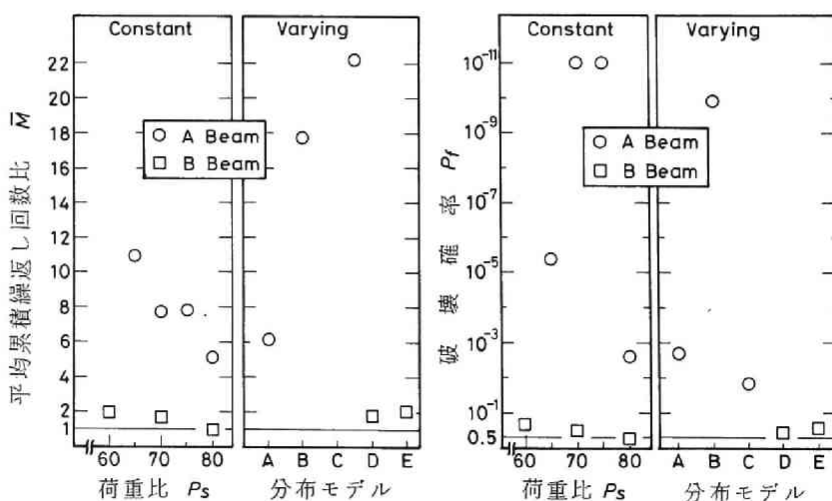


図6.8 各試験条件ごとの  $\bar{M}$  および  $M=1$  に相当する  $P_f$

$\phi(t)$ を考慮した設計用の累積繰返し回数比 $M^*$ (式6.5)は、プレーンコンクリートの $V(\log N)$ の実験結果を用い、 $m(\log M)=0$ とおくことによって決定できる可能性のあることを示している。

$$\log M^* = m(\log M) - t \cdot V(\log N) \quad \dots\dots\dots (6.5)$$

#### 6.4 累積繰返し回数比( $M$ )の特性値の限界状態設計法への適用

前節において、 $\bar{M}$ の値は $M$ を評価する $S-\bar{N}$ 線式によってかなり変化するが、 $\log M$ の標準偏差 $V(\log M)$ はほとんど変化しないことを述べた。また、4章4.7節では任意の生存確率( $P=\phi(t)$ )に対応する $M$ の値が次式によって推定しうる可能性のあることを示した。

$$\log M = m(\log M) - t \cdot V(\log N) \quad \dots\dots\dots (6.6)$$

このような観点から、ここでは一定応力の疲労試験を行い、その結果に基づいた $S-\bar{N}$ 線式と $V(\log N)$ を用いて $M$ の設計用値を検討することにする。

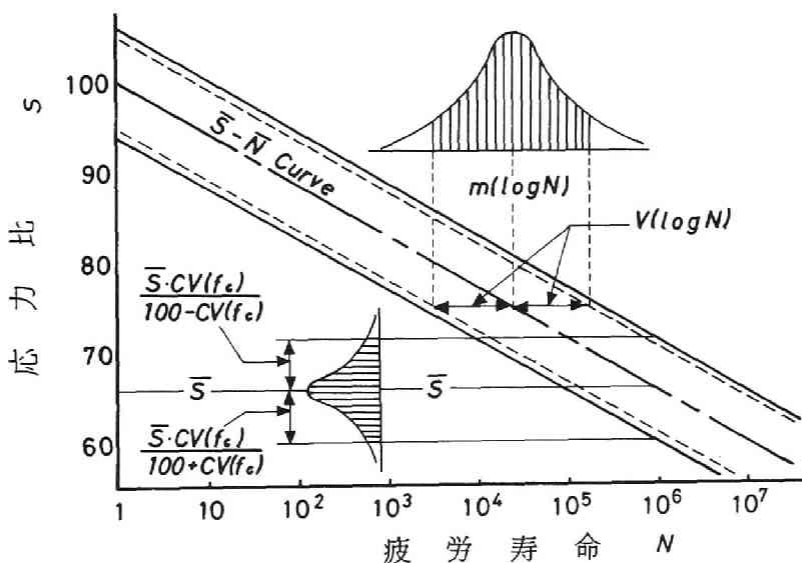


図6.9 コンクリートの静的強度のはらつきと疲労寿命のはらつきの関係の概略

実験室で得られた試験結果をもとに、任意の生存確率( $P$ )例えば $P=0.95$ で規定された $P-S-N$ 線式が実際の現場コンクリートにおいても $P=0.95$ を保持しているかどうかは問題のあるところである。これに対して、最近 Holmen<sup>13)</sup>は、図6.9に示すように、疲労寿命の対数のばらつきはコンクリート強度のばらつきから説明できることを提案し、この提案はその後多くの研究者によって支持されている。<sup>13)~16)</sup> 以下、この考え方の妥当性を3章で行った研究を通して検討し、続いて変動係数 $CV(f_c)=V_1$ なる実験室の疲労試験で得られた $V(\log N)$ の値を、変動係数 $CV(f_c)=V_2$ なる現場

コンクリート（一般には  $V_2 > V_1$ ）の  $V(\log N)_2$  の推定に適用する方法について考察する。

仮定条件として ①疲労寿命( $N$ )の分布は対数正規分布に従い、②コンクリートの静的強度( $f_c$ )の分布は正規分布に従うとする。

いま、コンクリートの静的平均圧縮強度を  $\bar{f}_c$ 、変動係数を  $CV(f_c) = V_1$ 、载荷応力を  $\sigma_o$  で表わし一定とする。このとき平均応力比( $\bar{S}(\%)$ )は式(6.7)で表わせる。

$$\bar{S} = 100 \cdot \sigma_o / \bar{f}_c \quad \dots\dots\dots (6.7)$$

仮定①に基づけば、 $\sigma_o$  を種々変化させて、すなわち  $\bar{S}$  を要因に選んで疲労試験を行った場合、各平均応力比ごとの生存確率( $P(N)$ )と疲労寿命( $N$ )との関係( $P(N) - N$ 線式)は、 $A_1, B_1$ を既知量として次式で表わされる。

$$t = \phi^{-1}(P(N)) = A_1 \log N + B_1 \quad \dots\dots\dots (6.8)$$

このとき、 $\log N$ の平均値  $m(\log N)$ 、標準偏差  $V(\log N)$ 、平均疲労寿命( $\bar{N}$ )は式(6.9)与えられ、さらに式(6.9)を式(6.8)に代入することによって式(6.10)が得られる。

$$m(\log N) = -B_1/A_1, \bar{N} = 10^{-B_1/A_1}, V(\log N) = 1/|A_1| \quad \dots\dots\dots (6.9)$$

$$\log N = m(\log N) - t \cdot V(\log N) \quad \dots\dots\dots (6.10)$$

各平均応力比( $\bar{S}$ )ごとに決定された係数 $A_1, B_1$ を用いることによって任意の生存確率  $P(N) = P(P = \phi(t))$ に相応する疲労寿命が式(6.8)ないしは式(6.10)から求まる。このようにして求めた  $P, \bar{S}, N$ の関係を回帰分析することによって  $P - \bar{S} - N$ 線式が決定される。一方、载荷応力 $\sigma_o$ のもとで、平均圧縮強度( $\bar{f}_c$ )から標準偏差の  $t$  倍離れた圧縮強度( $f_c$ )に対する応力比  $S = S(t)$ は次式で表わされる。

$$S(t) = \frac{100 \sigma_o}{f_c} = \frac{100 \sigma_o}{\bar{f}_c(1 + \frac{t \cdot CV(f_c)}{100})} = \frac{\bar{S}}{(1 + \frac{t \cdot CV(f_c)}{100})}, S(0) = \bar{S} \quad \dots\dots (6.11)$$

図6.9中の鎖線は、 $P = 0.5$  ( $t = 0$ )としたときの  $P - \bar{S} - N(\bar{S} - \bar{N})$  線式を、破線は  $P = 0.84, 0.16$  ( $t = \pm 1$ )としたときの  $P - \bar{S} - N$ 線式を表わす。また、実線は任意の平均疲労寿命  $\bar{N}$  に相応する平均応力比  $\bar{S}$  を  $\bar{S} - \bar{N}$ 線式より求め、さらにこの  $\bar{S}$  と  $CV(f_c) = V_1$ 、 $t = \pm 1$  を式(6.11)に代入して求めた  $S(t = \pm 1) = S' - \bar{N}$  関係( $S' - \bar{N}$ 線式)を表わしている。Holmen はこのようにして得られた1シグマ( $t = \pm 1$ )に相応する  $P - \bar{S} - N$ 線式と  $S' - \bar{N}$ 線式はほぼ一致する、すなわち、 $\bar{S} - \bar{N}$ 線式が得られれば、任意の生存確率( $P$ )に相応する  $P - \bar{S} - N$ 線式は、 $S(t) - \bar{N}$ 線式より推定しうることを報告している。

図6.10(A)に3章で行った試験結果を示す。図中のプロット点は図3.2に示した直線式に  $t = 1$  を代入して求めた疲労寿命を、鎖線は  $\bar{S} - \bar{N}$ 線式(3章では  $S - \bar{N}$ 線式と表記)を、実線は  $V_1 = 3.5\%$  ( $\phi 7.5 \times 15$  cm供試体)および  $V_1 = 5\%$  ( $\phi 10 \times 20$  cm供試体)(それぞれ表3.3参照)、 $t = 1$  と

したときの  $\bar{S}'-\bar{N}$  線式を示す。図 6.10 (B), (C) は同様の処理を施して阪田ら<sup>17)</sup>, 松下ら<sup>8)</sup> の結果を図示したものである。これらの図より, 本研究で用いた  $\phi 7.5 \times 15$  cm の供試体および松下らの実験の大半は疲労寿命の対数の 1 シグマ相応のプロット点と静的圧縮強度に関する 1 シグマ相応の線はほぼ一致しており, Holmen の提案は適切なものであるといえる。この場合, 実験室試験で得られた  $CV(f_c)=V_1$ ,  $V(\log N)$  の値から  $CV(f_c)=V_2$  なる現場コンクリートの  $V(\log N)_2$  は式 (6.12) ないしは式 (6.14) のいずれかによって推定できる。すなわち, 式 (6.11) と図 6.9 の関係より次式が得られる。

$$V(\log N) / [\bar{S} - \bar{S}' / (1 + V_1 / 100)] = V(\log N)_2 / [\bar{S} - \bar{S}' / (1 + V_2 / 100)]$$

上式を整理することによって次式が得られる。

$$V(\log N)_2 = \{ (100 + V_1) \cdot V_2 / \{ (100 + V_2) \cdot V_1 \} \} \cdot V(\log N) \quad \dots\dots\dots (6.12)$$

また, コンクリートの  $\bar{S}-\bar{N}$  線式が  $\log \bar{N} = f(\bar{S})$  として与えられている場合には式 (6.11) を用い, 任意の生存確率 ( $P = \phi(t)$ ) に相応する  $P-\bar{S}-N$  線式は式 (6.13) によって直接推定でき, さらにこの式に  $t=1$  を代入した  $N$  の値を  $N=N_s$  とおくことによって,  $V(\log N)_2$  は式 (6.14) で推定できることになる。<sup>注1</sup>

$$\log N = f(\bar{S} / (1 + t \cdot V_2 / 100)) \quad \dots\dots\dots (6.13)$$

$$V(\log N)_2 = \log N_s - \log \bar{N} = \log (N_s / \bar{N}), \quad \text{ただし } \log \bar{N} = f(\bar{S}) \quad \dots (6.14)$$

限界状態設計法においては, コンクリート強度の特性値 ( $f_{ck}$ ) は, 例えば非超過確率 5% ( $t = -1.64$ ) で規定した強度値を採用している。これを式 (6.11) との関連において考えれば, 特性値  $f_{ck}$  を  $\bar{f}_c$  の代わりに用いるため,  $\bar{S}-\bar{N}$  線式そのものを設計用値として採用した場合においても, すでに生存確率  $P=95\%$  の  $P-\bar{S}-N$  線式を想定していることになる。したがって, Holmen の提案が多くの研究者によって支持されている現状においては, 式 (6.7) の  $\bar{f}_c$  を  $f_{ck}$  とおき, さらに生存確率  $P=0.98$  や  $0.95$  で規定される  $P-S(t)-N$  線式を設計  $S-N$  線式として用いる DNV 指針の考え方 (表 6.1) は安全側にすぎ, 静的な破壊と疲労破壊に対してバランスのとれた破壊確率 (安全性) を規定しているとはいえない。

以上のような観点から,  $\bar{S}$  の評価には  $\bar{f}_c$  を用い, さらに式 (6.6) の  $V(\log N)$  の値としては, 図 6.10 に示すようにプロット点と実線が一致しない試験結果のあることも考慮して, 式 (6.12) と式 (6.

注1

疲労寿命の分布が  $t = A_1 \log N + B_1$  で表わされる対数正規分布に従うとき,  $t=0, 1$  に対応する  $N$  の値を  $\bar{N}, N_s$  とすれば,  $V(\log N) = 1 / |A_1| = \log N_s - \log \bar{N}$  (図 6.9 の任意の  $\bar{S}$  における右側破線と鎖線の  $\log N$  の差) で表わされる。同様の考え方をコンクリート強度のばらつきにも採り入れ, 式 (6.14) の  $V(\log N)_2$  は図 6.9 の任意の  $\bar{S}$  における右側実線と鎖線の  $\log N$  値の差で表わされたとした。

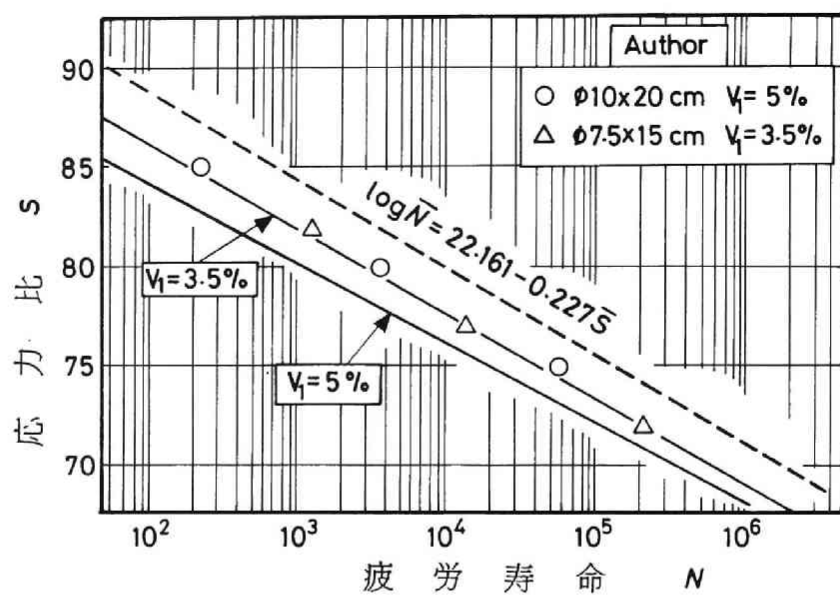


図6.10(A) 本研究

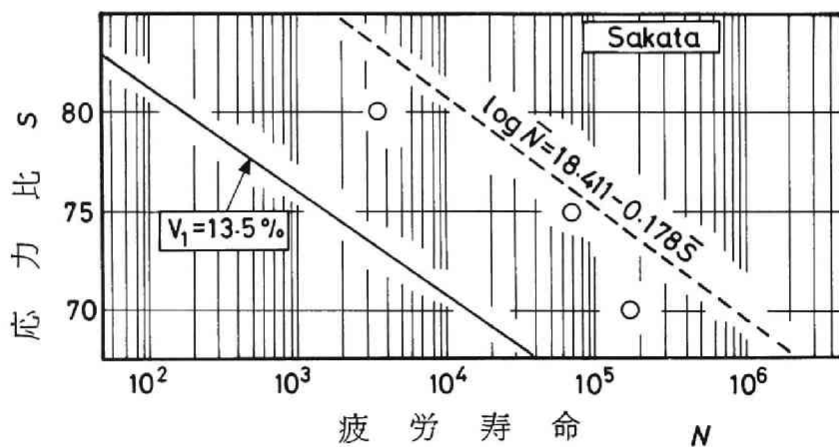


図6.10(B) 阪田ら<sup>17)</sup>による

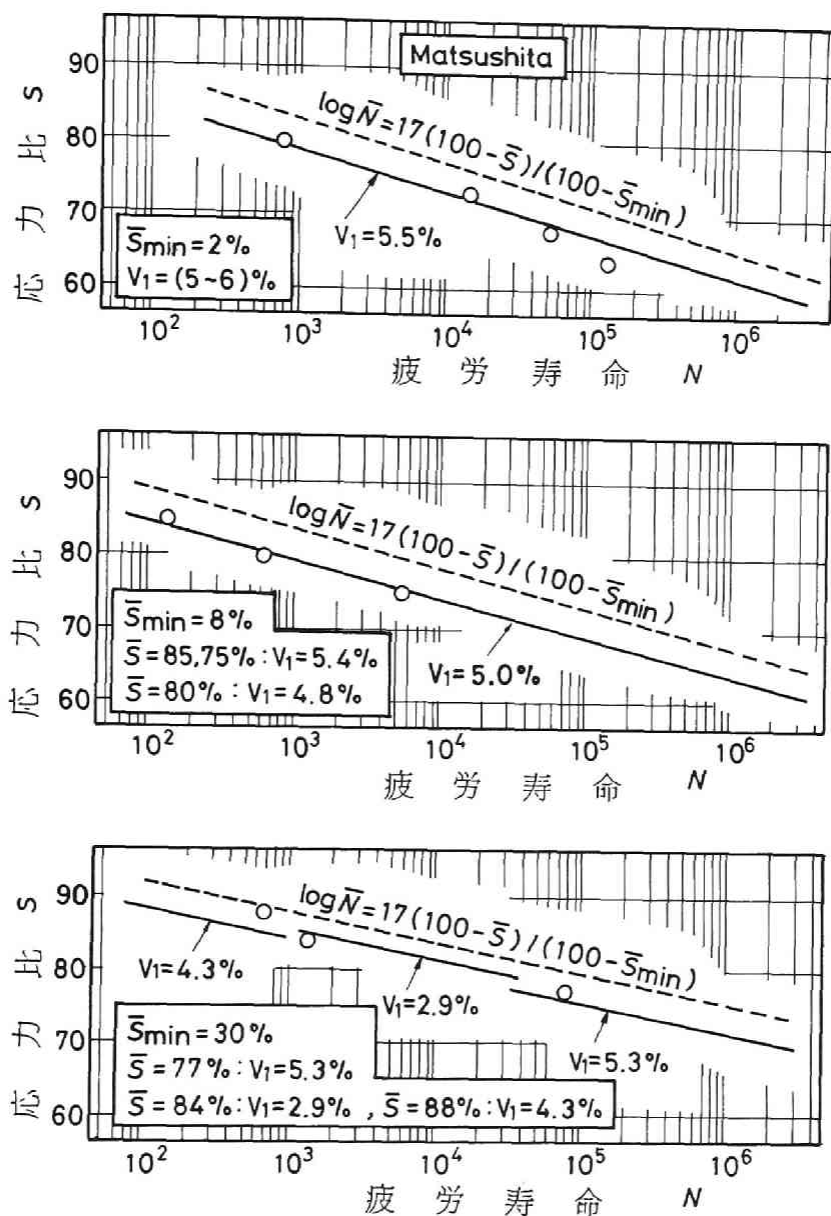


図 6.10(c) 松下ら<sup>8)</sup>による

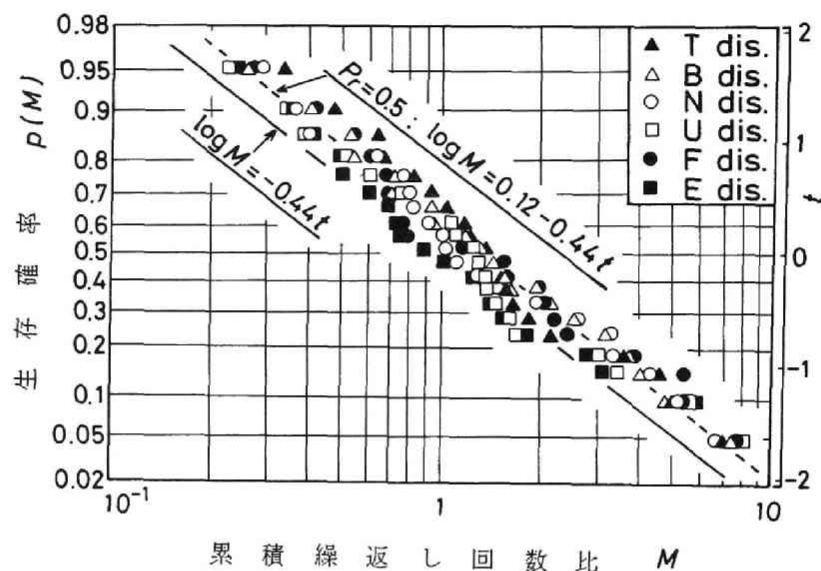
図 6.10 各研究者によるコンクリートの静的強度のばらつきと疲労寿命のばらつきとの関係

14)によって算定される  $V(\log N)_2$  のいずれか大きい方の値を用いることを推奨する。

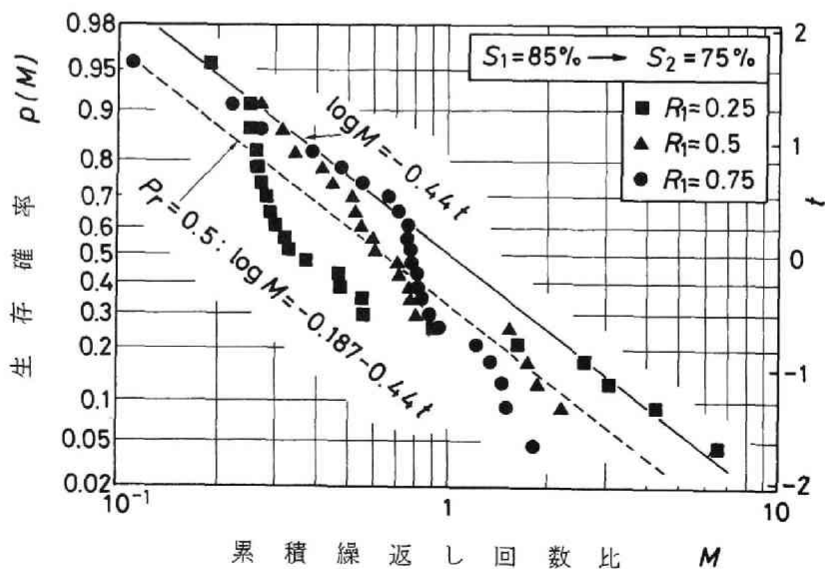
つぎに、 $V(\log N)$  に一定応力試験で得られた算術平均値 ( $V(\log N)=0.44$  (表3.7 参照)) を用いた場合の  $m(\log M)$  について検討する。このとき、式(6.6)は式(6.15)で表わされる。

$$\log M = m(\log M) - 0.44t \quad \dots\dots\dots (6.15)$$

図6.11に、変動応力および先行応力比  $S_1$  が後行応力比  $S_2$  よりも大きな2段階応力の各試験にお



(A) 変動応力試験



(B) 2段階応力試験 ( $S_1 > S_2$ )

図6.11 累積繰返し回数比の設計用値

ける生存確率  $P(M)$  と累積繰返し回数比  $M$  (表 4.3, 4.4 参照) を示す。図中の実線は、式 (6.15) において  $m(\log M) = 0$  とした場合の、破線は  $m(\log M)$  を変化させたときに得られる直線式に対して、直線の左右に現われるプロット点個数が等しくなる。すなわち、直線の右側に来るプロット点個数と供試体総数 (変動応力  $l = 120$ , 2 段階応力  $l = 66$ ) との比 ( $P_r$ ) が  $P_r = 0.5$  となる条件から決定した場合の  $P(M)-M$  線式を示したものである。図より、変動応力試験におけるプロット点の傾きは、一定応力試験の  $V(\log N) = 0.44$  の結果を用いることによって近似的に与えられ、また任意の生存確率に相応する  $M$  の値は  $P_r = 0.5$  とした直線式、すなわち  $m(\log M) = 0.12$  とおいた式 (6.15) から決定しうることを示している。

これに対して、最も危険側の荷重作用として採り上げた 2 段階応力試験の場合、プロット点と  $P_r = 0.5$  とした直線式はかなり異った傾向を示し、とくに  $P(M) > 0.8$  以上における直線式はプロット点よりも小さな値を推定しているといえる。そこで、 $m(\log M) = 0$  として式 (6.15) の適用できる  $P(M)$  の範囲を検討した。

図 6.12 は図 6.11 (B) に示した  $S_1$  が  $S_2$  より大きな 2 段階応力試験で得られた全ての  $M$  を小さい順に並べ換えて得られる生存確率  $P(M)$  と  $M$  との関係を示したものである。図より、生存確率  $P(M) = 0.9$  以上においてはプロット点は直線のやや右側にあり、さらにプロット点の傾きと直線の傾きもほぼ一致している。

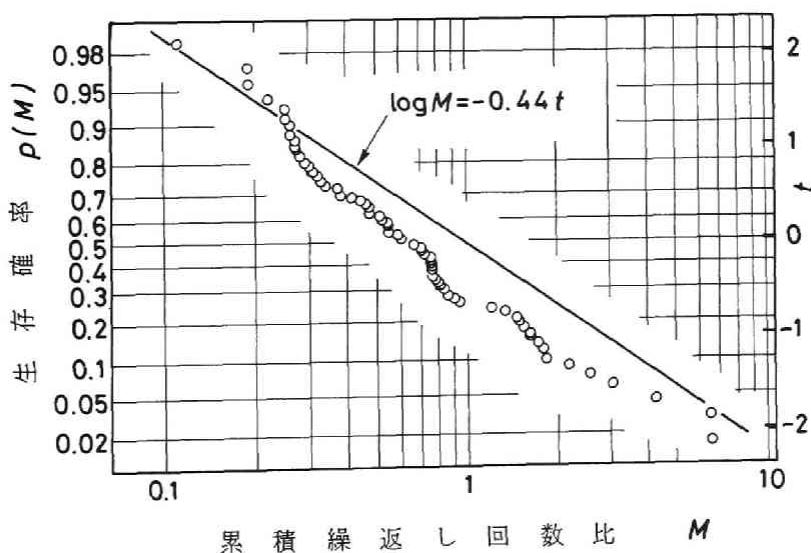


図 6.12 2 段階応力試験における  $P(M)-M$  関係 ( $S_1 > S_2$ )

以上の結果を総合すれば、生存確率  $P(M) = P$  の値として一般に静的強度の特性値の決定に際して用いられている超過確率 95 % に相応するような大きな値を用いる場合には、変動荷重下はもちろん  $S_1$  が  $S_2$  よりも大きな 2 段階応力下においても、 $m(\log M) = 0$  として式 (6.15) を採用しても危険側の設計とはならない。この結果、構造物の重要度に応じて定まる破壊確率ないしは生存確率が



規定されれば、設計用の累積繰返し回数比 $M^*$ は式(6.5)から次式で決定される。

$$\log M^* = -V(\log N) \cdot t \quad \dots\dots\dots (6.16)$$

なお、この場合、 $V(\log N)$ の値は現場コンクリートと実験室コンクリート強度のばらつきに差異が予想される場合には、実験室で得られた $V(\log N)$ の代わりに式(6.12)、(6.14)のいずれか大きい方で与えられる $V(\log N)_2$ を用いることになる。

## 6.5 たわみ、ひびわれ幅の限界状態設計法への検討

たわみに関する各国の現行の設計規準の多くは<sup>18)</sup>、構造形式ごとのたわみ・スパン比の許容限界値を設定し、たわみの算定値が最大許容たわみを超えないことを検討することになっている。さらにACI規準<sup>19)</sup>では、式(5.21)の $K_s=1$ 、 $n=0$ として算定される短期たわみに付加される長期たわみは、短期たわみに次式の係数を乗じて求めることを規定している。

$$[2 - 1.2 A_s' / A_s] \geq 0.6 \quad \dots\dots\dots (6.17)$$

ここに、 $A_s$ 、 $A_s'$ はそれぞれ引張鉄筋と圧縮鉄筋の断面積である。図6.13は、100万回以上の繰返し載荷に耐えたはりに対し、繰返し回数 $n=10^5$ 、 $10^6$ 、 $2 \times 10^6$ 回における上限荷重比作用時のたわみと初載荷時のたわみの比( $\delta_r$ ：相対たわみ)を示し、参考のため他の研究者の試験結果<sup>20)~22)</sup>も併せ示している。図中には、荷重比 $P_s=60\%$ のAはりに対する式(5.21)による $n$ 回載荷後の

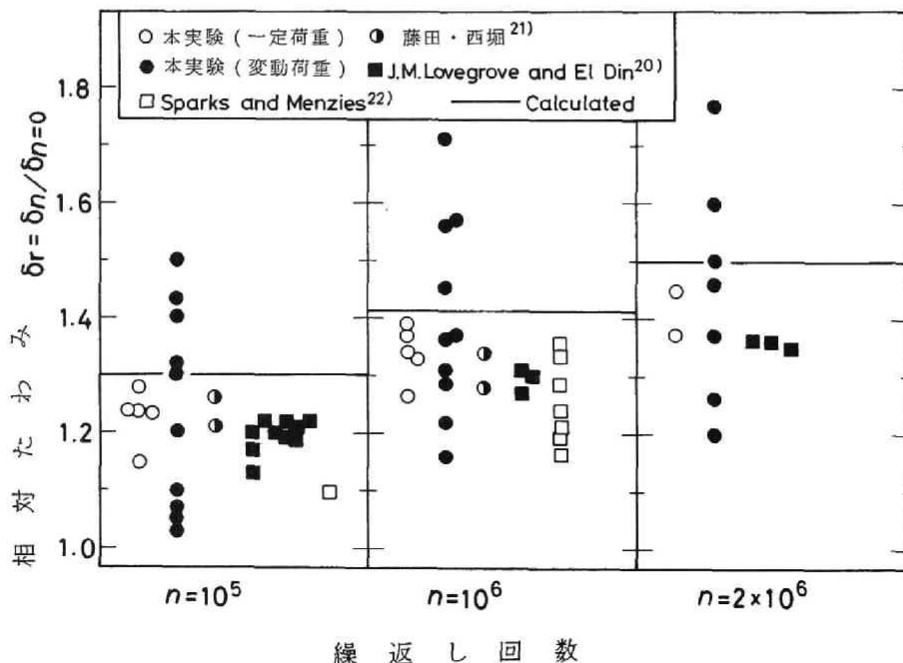


図6.13 繰返し載荷回数( $n$ )と相対たわみの関係

たわみと上記短期たわみの比を求めこれを実線で示している。図より明らかなように、RCはりが比較的長寿命 ( $N > 10^5$ ) の場合、各載荷回数 ( $n$ ) ごとの相対たわみの実験値 ( $\delta_r$ ) は、各研究者間で差が小さく、 $n = 10^5$  で  $\delta_r = 1.2$ 、 $n = 10^6$  で  $\delta_r = 1.3$ 、 $n = 2 \times 10^6$  で  $\delta_r = 1.35$  程度となっている。また、相対たわみの計算値は実験値よりやや大きい値を与えているが、両者は比較的よく一致しており、前章で提案したたわみの予測式はかなりの精度で適用できるといえる。

しかし、繰返し回数比  $n = 200$  万回以内における相対たわみの実験値は、全て長期たわみの算定式 (6.17) に  $A'_s = 0$  を代入して得られる係数 2 よりも小さい。したがって長期たわみの照査を ACI 規準によって行う場合、繰返し荷重下のたわみ増加は考慮する必要がないと解せられる。

つぎに、繰返し荷重下のひびわれ幅の増加について考える。設計において繰返し荷重下のひびわれ幅増加を考慮した設計法としては CEB-FIP のモデルコードがある。このコードにおいては、平均ひびわれ幅 ( $W_{ave}$ )、ひびわれ幅の特性値 ( $W_{max}$ ) はそれぞれ次式で算定される。<sup>7)</sup>

$$W_{ave} = \left[ 2 \left( C + \frac{s}{10} \right) + k_1 k_2 \frac{\phi}{\rho_r} \right] \times \left[ \frac{\sigma_s}{E_s} \left\{ 1 - \beta_1 \beta_2 \left( \frac{\sigma_{so}}{\sigma_s} \right)^2 \right\} \right] \dots\dots\dots (6.18)$$

ただし  $\left\{ 1 - \beta_1 \beta_2 \left( \sigma_{so} / \sigma_s \right)^2 \right\} \leq 0.4$

$$W_{max} = 1.7 W_{ave} \dots\dots\dots (6.19)$$

ここに、 $c$ ：コンクリートのかぶり、 $s$ ：鉄筋間隔で  $s > 15\phi$  のときは  $s = 15\phi$  とする。 $\phi$ ：鉄筋径、 $k_1$ ：鉄筋の付着性能による係数（付着良好な鉄筋  $k_1 = 0.4$ 、丸鋼  $k_1 = 0.8$ ）、 $k_2$ ：応力分布の影響を表す係数（曲げ  $k_2 = 0.125$ 、純引張  $k_2 = 0.25$ ）、 $\rho_r = A_s / A_{cef}$  で  $A_{cef}$  はコンクリートの有効断面積<sup>7)</sup>、 $\sigma_s$ ：考慮している荷重作用の組合わせのもとでのひびわれ断面の鉄筋応力、 $\sigma_{so}$ ：ひびわれの生じない断面のコンクリート最大引張応力度が  $f_{ctm}$  となるときのひびわれ断面を仮定した鉄筋応力、 $\beta_1$ ：鉄筋の付着特性による係数（ $= 1 / 2.5 k_1$ ）、 $\beta_2$ ：荷重作用の持続期間や繰返しを考慮した係数（初載荷のとき  $\beta_2 = 1$ 、持続荷重や多数回の繰返し荷重を受けるとき  $\beta_2 = 0.5$ ）

上式に、 $\beta_2 = 0.5$  を代入したひびわれ幅と  $\beta_2 = 1$  を代入したひびわれ幅との比 ( $W_r$ ：相対ひびわれ幅) は、平均ひびわれ幅および特性値に対して次式で与えられる。

$$W_r = \left\{ 1 - 0.5 \beta_1 \left( \sigma_{so} / \sigma_s \right)^2 \right\} / \left\{ 1 - \beta_1 \left( \sigma_{so} / \sigma_s \right)^2 \right\} \dots\dots\dots (6.20)$$

5 章で行った本実験の A、B 両はりに対して、使用材料の強度特性（図 5.4 に示す値および  $f_{ctm} = f_t = 46.6 \text{ kgf/cm}^2$ （表 5.5 参照））と疲労寿命  $N$  が 200 万回を示す荷重比に着目して、式 (6.20) の  $W_r$  を  $k_1 = 0.4$  として算定すると、A はり ( $P_s = 60\%$ ) に対しては  $W_r = 1.03$ 、B はり ( $P_s = 50\%$ ) に対しては  $W_r = 1.02$  となる。

図 6.14 に本実験および他の研究者<sup>20)~23)</sup> による 100 万回以上の繰返し載荷に耐えた RC はりの相対ひびわれ幅  $W_r = W_{max,n} / W_{max}$  ( $W_{max,n}$ 、 $W_{max}$ ：それぞれ繰返し回数  $n$  と初載荷時における上限荷重作用時の最大ひびわれ幅) を示す。なお、国分・岡村<sup>23)</sup> の結果は JIS 規格に合致する鉄筋を用いたはりの結果のみを示している。図中の相対ひびわれ幅の計算値は本実験の A はりの荷重比

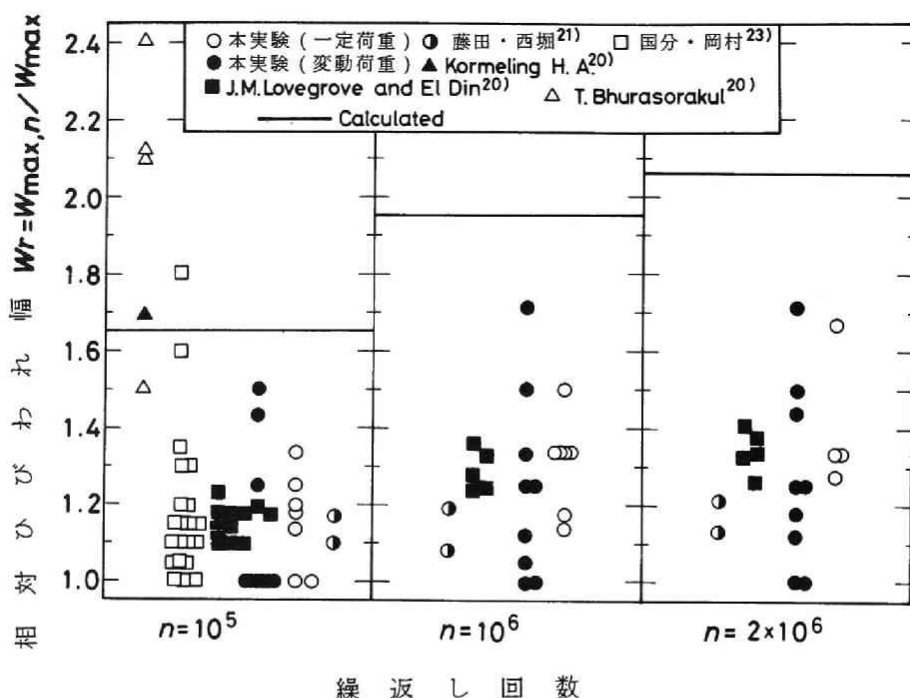


図 6.14 繰返し荷重回数 ( $n$ ) と相対ひびわれ幅の関係

$P_g = 60\%$  に対して、5.7 節の式 (5.22) より算出した結果を図示している。図より、相対ひびわれ幅 ( $W_r$ ) の実験値は、 $n=10^5$  で  $W_r \approx 1.2$ 、 $n=10^6$  で  $W_r \approx 1.25$ 、 $n=2 \times 10^6$  で  $W_r \approx 1.3$  程度の値を示している。この値を CEB-FIP モデルコードによる計算値と比較すると、 $W_r$  の計算値 1.03 (A はり)、1.02 (B はり) は実験値に比べてかなり小さい値を推定している。一方、5 章で提案した相対ひびわれ幅の予測式による  $W_r$  の計算値は、全般的に実験値よりもかなり大きな値を示し、とくに  $n=10^6$  で  $W_r = 2$  程度の値を示している。しかし、図 5.28、29 に示した繰返し回数  $n$  が比較的大きい場合の最大ひびわれ幅 ( $W_{max,n}$ ) の値に着目すれば、実験値と初載荷時の最大ひびわれ幅 ( $W_{max}$ ) として式 (6.18) の平均ひびわれ幅を用いた提案式 (5.22) による  $W_{max,n}$  の計算値はかなり良く一致している。これらの事実は、式 (5.22) は繰返し荷重に伴うひびわれ幅の増加を完全には表示できていないことを示しているものの、繰返し荷重下の最大ひびわれ幅  $W_{max,n}$  は CEB-FIP モデルコードの  $W_{max} = 1.7 W_{ave}$  に式 (6.20) の  $W_r$  (A はり: 1.03, B はり: 1.02) を乗じた値よりも大きくなる可能性のあることを示している。

表 6.7 に各国の許容限界ひびわれ幅<sup>24)</sup> および我が国の土木学会指針 (案)<sup>25)</sup> に規定されている許容限界ひびわれ幅を示す。国によって限界ひびわれ幅の値は若干異なるが、繰返し荷重を受ける構造物においてこれら許容値を確保するためには、初載荷時における最大ひびわれ幅 ( $W_{max}$ ) を  $1/\tau_w$  倍する必要がある。この低減係数 ( $\tau_w$ ) の値は、現状ではデータが少ないため決定できないが、図 6.14 の実験結果から想定して  $\tau_w = 1.4$  程度の値は確保する必要があるものと考えられる。さらに、図中の変動荷重試験の結果に注目すると、変動荷重下では一定荷重下に比べて  $W_r$  のばらつきが大きくなり、

表 6.7 許容限界ひびわれ幅

規 格	限界ひびわれ幅(mm)	適 用
A C I 318	0.40	屋 内
	0.33	屋 外
A C I 224	0.40	乾燥した大気中、あるいは保護層のある部材
	0.30	湿った空气中、土中にある部材
	0.175	凍結防止用の薬品に接する部材
	0.15	海水、海水飛沫により乾湿の繰返しを受ける部材
	0.10	水密構造部材
B S CP 110	0.30	一 般
	0.004 dc	特に激しい侵食性の環境 dc = 主鉄筋の公称かぶり
C E B	0.30	普 通
	0.20	有 害
	0.10	有害、及び遮水
S N i p Ⅱ-B-1-62	0.30	非腐食性
	0.20	弱、中腐食性
	0.10	強腐食性

土 木 学 会	鋼材の種類	鋼材の腐食の難易による環境条件		
		一般の環境	腐食性環境	特に厳しい腐食性環境
鉄筋コンクリート	異 形 鉄 筋	0.005 c	0.004 c	0.0035 c
	普 通 丸 鋼			
プレストレスト コンクリート	異 形 鉄 筋	0.005 c	0.004 c	0.0035 c
	P C 鋼 材			
		0.004 c	0.0035 c	0.003 c

c : かぶり (単位cm)

この $W_f$ の大きな値は変動荷重試験で設定した各上限荷重比のうちの最小荷重比作用時の相対ひびわれ幅で現われている。すなわち、実構造物においては過大荷重を受けることによって設計荷重時の相対ひびわれ幅は増加するという現象が見られる。 $r_w$ の値は今後実験を通してより合理的に決定してゆく必要がある。

## 6.6 数値計算例とその検討

鉄筋コンクリート道路橋の疲労設計の考え方は国広<sup>26)</sup>によって紹介され、その手法を採り入れて R C 床版への 1 アプローチが小野<sup>27)</sup>によってすでに報告されている。ここでは、R C けたを対象に、外力荷重として、一般国道<sup>26)</sup>、阪神高速道路<sup>28)</sup>、北海における  $1/3$  有義波高<sup>29)</sup>の実測結果に基づく作用荷重のパターンを採り上げ、①累積繰返し回数比( $M$ )、②等価繰返し回数( $N_{eq}$ )、③応力比( $S$ )ないしは応力振幅( $\sigma_{sr}$ )によって疲労に対する安全性照査のアプローチを試みる。

### 6.6.1 仮定条件

- (1) 使用材料には表 6.8 に示すものを用いる。また、設計荷重作用時の断面はすべて決定されているものとし、この時のはり上縁コンクリート応力( $\sigma_c$ )は $\sigma_c = \frac{1}{3} f_{cd} = 100 \text{ kgf/cm}^2$ 、鉄筋応力( $\sigma_s$ )は疲労を考慮し、SD 30 に対して $\sigma_s = 1600 \text{ kgf/cm}^2$ とする。
- (2) 死荷重モーメントは変動しない。すなわち下限応力は鉄筋、コンクリートに対して構造物の使

表 6.8 使用材料とその  $S-N$  線式

コンクリート	設計基準強度: $f_{cd} = 300 \text{ kgf/cm}^2$ のものを使用 道路橋: $\log N = 17(1-S)/(1-S_{min})$ , 海洋構造物: $\log N = 10(1-S)/(1-S_{min})$
鉄 筋	S D 30, 引張強度 $f_{su} = 5500 \text{ kgf/cm}^2$ のものを使用 道路橋 $\left\{ \begin{array}{l} \sigma_{sr} N^{K_s} = (1 - \sigma_{sp}/f_{su}) 10^{a_s}, \text{ ただし } N \leq 2 \times 10^6 \text{ のとき } K_s = 0.18, \\ \text{海洋構造物} \end{array} \right. \left. \begin{array}{l} a_s = 4.3; N > 2 \times 10^6 \text{ のとき } K_s = 0.13, a_s = 4.0 \end{array} \right.$

$S$ : 上限応力比,  $S_{min}$ : 下限応力比,  $\sigma_{sr}$ : 鉄筋の応力振幅,  $\sigma_{sp}$ : 永久荷重作用時の鉄筋応力

用期間中一定であるとする。

- (3) 活荷重モーメントは活荷重の大きさないしは波高に比例し, 材料の応力は慣用の弾性計算によって求まるとする。この結果, 材料の応力振幅は活荷重の大きさないしは波高に比例するものとする。さらに, 道路橋においては活荷重は  $T$  荷重のみで取り扱えるとする。
- (4) 材料の  $S-N$  線式は表 6.8 に示すものを使用する。この場合, コンクリートの応力比 ( $S$ ) は, はり断面内の応力勾配の影響を考慮して次式から算定するものとする。

$$S = \sigma_c / (\beta \cdot f_{cd}), \text{ ただし } \beta = 1.26^{1)} \quad (\sigma_c: \text{はり上縁コンクリート応力}) \cdots \cdots (6.21)$$

- (5) 疲労損傷は累積繰返し回数比によって評価できるものとする。

## 6.6.2 設計方法

設計方法のフローチャートを図 6.15 に示す。

- (a) 全交通量 ( $n_t$ ): 1 日 1 車線当たりの交通量を  $a$  台とすると, 供用期間 ( $T_0$  年) 中の全交通量 (後輪総数)  $n_t$  は  $n_t = 365 \times 2 a \cdot T_0$  となる。
- (b) 材料の  $S-N$  線式と  $K$  値: 仮定(2)により, 死荷重モーメント作用時のコンクリートの (下限) 応力比  $S_{min}$  および鉄筋応力  $\sigma_{sp}$  が変化しないとした場合, 表 6.8 に示した  $S-N$  線式は, その傾きを  $K$  (コンクリート:  $K_c$ , 鉄筋:  $K_s$ ) と表記すれば, 次式で表わされる。

$$\text{コンクリート: } S = 1 - K_c \log N \text{ or } N = 10^{(1-S)/K_c} \cdots \cdots (6.22)$$

$$\text{鉄 筋: } \log \sigma_{sr} = A_1 - K_s \log N \text{ or } \sigma_{sr} N^{K_s} = A \cdots \cdots (6.23)$$

ここに,  $S = S_{max}$  で  $S_{max}$  は死・活荷重作用時のコンクリートの応力比,  $\sigma_{sr}$  は鉄筋の応力振幅,  $K_s$ ,  $K_c$ ,  $A_1$ ,  $A$  は定数

- (c)  $P(T)$  と等価繰返し回数 ( $N_{eq}$ ):  $P(T)$  は輪荷重の大きさ ( $T$ ) とその頻度の関係を示すもので, 等価繰返し回数は, 任意の  $S$  ないしは  $\sigma_{sr}$  が 1 回作用すると基準とする  $S_d$ ,  $\sigma_{srd}$  が何回作用したことになるかを換算する回数である。仮定(5)に従えば, コンクリートの場合, 式 (6.22) より応力比  $S$  1 回の載荷による  $1/N$  と  $S_d$  が  $x$  回の載荷による繰返し回数比  $x/10^{\frac{1-S_d}{K_c}}$  を等しいと置くことによって, また鉄筋の場合も式 (6.23) を用いることによって同様に求まる。

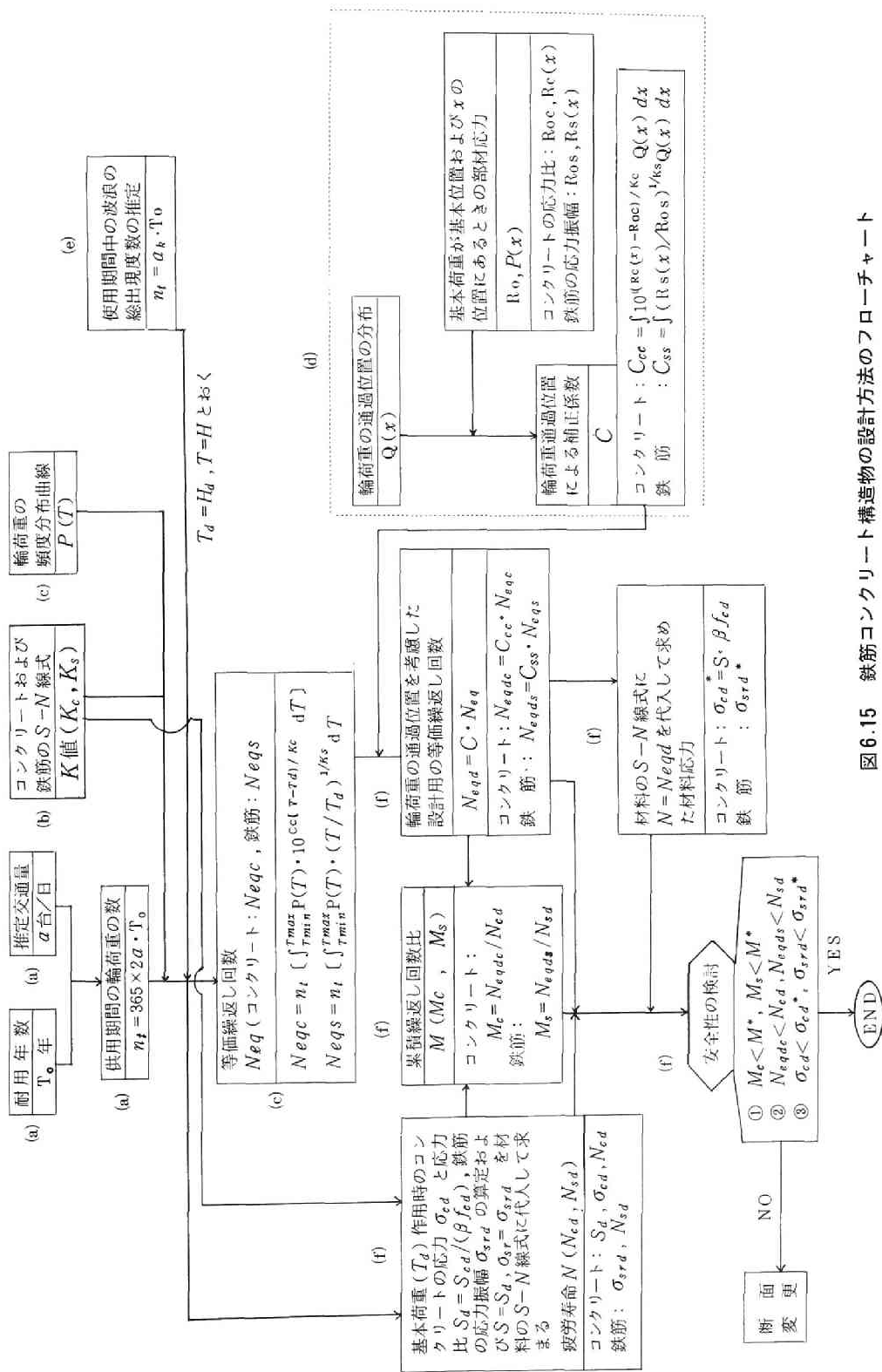


図 6.15 鉄筋コンクリート構造物の設計方法のフローチャート

$$\text{コンクリート: } x = 10^{(S-S_d)/K_c} = 10^{C_c(T-T_d)/K_c} \quad \dots\dots\dots (6.24)$$

$$\text{鉄 筋: } x = (\sigma_{sr}/\sigma_{srd})^{1/K_s} = (T/T_d)^{1/K_s} \quad \dots\dots\dots (6.25)$$

上式右辺は、活荷重の大きさ( $T$ )とコンクリートの応力比( $S$ )ないしは鉄筋の応力振幅( $\sigma_{sr}$ )の間に、仮定(4)より下式が成立することから得られる。

$$S = S_{min} + C_c T, \quad \sigma_{sr} = C_s T \quad \dots\dots\dots (6.26)$$

ここに、 $S_{min}$ は $T=0$ のときのコンクリートの応力比で、 $C_c$ 、 $C_s$ はそれぞれ $T=1$  ton 当たりのコンクリートの応力比と鉄筋の応力振幅の増加量である。

使用期間中の等価繰返し回数( $N_{eq}$ )は式(6.24)、(6.25)を用い、設計荷重を $T_d$ (道路橋の場合、基本となる $T_d$ の値として $T_d=8$  ton がよく用いられる)として次式で表わされる。

$$\text{コンクリート: } N_{eqc} = n_t \left[ \int_{T_{min}}^{T_{max}} P(T) \cdot 10^{C_c(T-T_d)/K_c} dT \right] \quad \dots\dots\dots (6.27)$$

$$\text{鉄 筋: } N_{eqs} = n_t \left[ \int_{T_{min}}^{T_{max}} P(T) \cdot (T/T_d)^{1/K_s} dT \right] \quad \dots\dots\dots (6.28)$$

ここに、 $T_{max}$ 、 $T_{min}$ は活荷重の最大値と最小値で、一般には $T_{min}=0$

(d) 輪荷重の通過位置による補正係数( $C$ 値)と設計用の等価繰返し回数( $N_{eqd}$ )<sup>25)</sup>:  $C$ 値は輪荷重の通過位置の影響を考慮する係数で、 $N_{eqd}$ は $N_{eqd} = C \cdot N_{eq}$ (詳細は図6.15参照、コンクリート:  $N_{eqd} = N_{eqdc}$ 、鉄筋  $N_{eqd} = N_{eqds}$ と表記)で表わされる。ここでは安全側の値<sup>27)</sup>として $C=1$ ( $C_{cc}=C_{ss}=1$ )を用いる。

(e) 波浪の総出現度数の推定と設計への適用について: 個々の波が1年間で何回作用するかの推定法として、ここではゼロアップクロス法による有義波高( $H_{1/3}$ )とその周期( $T_{1/3}$ )の相関出現度数表を使用する方法を採用し、最終的には表6.9に示すような波高・周期出現度数表を得た。同表は、Famitaによる北海における実測記録をもとに作製された相関出現度数表<sup>29)</sup>をもとに、年間の実測有義波数が1924波なることを考慮して、1波の観測時間が4時間( $\div 365 \times 24/1924$ )と仮定し、合田<sup>30)</sup>の提案式を用いて算定したものである。

一方、応答解析においては、波高と構造物に生じる応力振幅( $\sigma_r$ )との関係は $\sigma_r = A_1 H + A_2 H^2$ によって近似でき、一般には $A_2 \ll A_1$ なる関係のあることが認められている。このため、設計の初期段階では $A_2=0$ としても $\sigma_r-H$ 関係は疲労評価に対しては十分な精度を有することが報告されている。<sup>31)</sup>このとき、 $\sigma_r$ と $H$ の間には次式が成立する(仮定(3))。

$$\sigma_r = A_1 H \quad \dots\dots\dots (6.29)$$

このような考え方に従えば、海洋構造物における基準波高( $H_d$ )、例えばFIP指針<sup>5)</sup>では設計波高を1ヶ月再現期間のものを採ると規定しているため、年間12波がこれを超えるような波高を採ることによって決定できる(表6.9では $H_d=18.3$  m)。この結果、海洋構造物に作用する波高( $H$ )は道路

橋のT荷重と同様の取扱いができる。

(f) 安全性の検討：概略は図6.15に併記している。

- ① 累積繰返し回数比( $M$ )による評価：基本とする活荷重( $T_d$ )作用時のコンクリート応力比を $S_d$ 、鉄筋の応力振幅を $\sigma_{srd}$ とする。式(6.22)、(6.23)に $S=S_d$ 、 $\sigma_{sr}=\sigma_{srd}$ を代入して求めた $N$ の値を $N_{cdc}$ (コンクリート)、 $N_{sdc}$ (鉄筋)とし、コンクリートと鉄筋に対する $M$ を式(6.30)より算定する。

$$M_c = N_{eqdc} / N_{cdc}, \quad M_s = N_{eqds} / N_{sdc} \dots\dots\dots (6.30)$$

上式の $M$ ( $M_c, M_s$ )が設計用値として規定された $M^*$ より小さければ安全であると判定する。この場合、供用年数 $T_o$ 年における残存寿命は、 $T_o \cdot M^*/M$ で提示することができる。

- ② 等価繰返し回数 $N_{eqd}$ による評価： $N_{eqdc} < N_{cdc}$ 、 $N_{eqds} < N_{sdc}$ なら安全であると判定する。

- ③ 応力比ないしは応力振幅による評価：式(6.22)、(6.23)の $N$ に $N=N_{eqdc}$ 、 $N=N_{eqds}$ を代入して求めたコンクリートの応力比( $S$ )を $S_{cd}^*$ 、鉄筋の応力振幅( $\sigma_{sr}$ )を $\sigma_{srd}^*$ とする。 $S_d < S_{cd}^*$ 、 $\sigma_{srd} < \sigma_{srd}^*$ のとき構造物は安全であると判定する。なお、コンクリートの応力比をより上縁のコンクリート応力で評価すれば、 $\sigma_{cd} = S_d \cdot \beta f_{cd} < \sigma_{cd}^* = S_{cd}^* \cdot \beta f_{cd}$ となる。ここに、 $f_{cd}$ は設計基準強度である。

上記①、②、③による評価は本質的には同一である。しかし、材料の $S-N$ 線式として、①の方法は安全性を設計用の累積繰返し回数比( $M^*$ )で考慮できるため、生存確率 $P=50\%$ の $S-N$ 線式が適用できるが、②、③の評価に対しては、疲労破壊に対する安全性の考慮は $S-N$ 線式で見込んでやる必要がある。

### 6.6.3 疲労寿命評価の計算例とその検討

本疲労寿命の評価法により、設計荷重作用時において、より上縁コンクリート応力および鉄筋応力が同時に許容応力度に達するRCはりを想定し、疲労破壊に対する安全性の検討を試みた。

(1) 設計条件	道路橋	海洋構造物
供用目標年数( $T_o$ )	$T_o = 50$ 年	$T_o = 100$ 年
設計輪重( $T_d$ )、波高( $H_d$ )	$T_d = 8$ ton	$H_d = 18.3$ m
モーメント比( $\alpha$ ) = $\frac{\text{活荷重モーメント}}{\text{設計モーメント}}$	$\alpha = \frac{1}{2}, \frac{2}{5}$	$\alpha = \frac{1}{2}, \frac{2}{5}$

鉄筋とコンクリートの $S-N$ 線式 (表6.8 参照)

輪荷重の頻度分布ないしは年間波高とその度数	2 ケース (図6.16 および表6.10 参照)	1 ケース (表6.9 参照)
-----------------------	---------------------------	-----------------



表 6.9 年間の波高の出現度数の計算結果

波高 $H(m)$	周期 (sec)										$\Sigma$	波高 $H(m)$	年間波高 の 度 数	
	4.5 j = 1	5.5 j = 2	6.5 j = 3	7.5 j = 4	8.5 j = 5	9.5 j = 6	10.5 j = 7	11.5 j = 8	12.5 j = 9	13.5 j = 10				
i = 1	0.0 ~ 0.6	169362	203300	176665	159127	119411	65452	46650	1928	1260	2235	k = 1	0.3	945390
i = 2	0.6 ~ 1.2	116737	264823	237138	222996	211566	157780	124142	5389	3682	6471	k = 2	0.9	1350725
i = 3	1.2 ~ 1.8	38635	246999	228141	225014	221820	187028	164796	7796	5833	10041	k = 3	1.5	1336103
i = 4	1.8 ~ 2.4	10422	211619	201185	209033	214279	179263	168634	8825	7562	12630	k = 4	2.1	1223452
i = 5	2.4 ~ 3.0	2252	158654	156319	174646	188209	153922	149426	8547	8776	14082	k = 5	2.7	1014833
i = 6	3.0 ~ 3.6	432	104166	107847	134225	154430	122554	122104	7331	9438	14404	k = 6	3.3	776931
i = 7	3.6 ~ 4.2	70	60633	67359	98117	122251	93487	95968	5664	9566	13756	k = 7	3.9	566871
i = 8	4.2 ~ 4.8	8	31721	38921	70415	95670	70187	74488	3981	9227	12386	k = 8	4.5	407004
i = 9	4.8 ~ 5.4	1	15065	21228	50666	74793	52604	57738	2560	8521	10584	k = 9	5.1	293760
i = 10	5.4 ~ 6.0	0	6537	11128	36824	58358	39422	44671	1512	7564	8621	k = 10	5.7	214637
i = 11	6.0 ~ 6.6	0	2601	5700	26937	45142	29360	34269	823	6472	6719	k = 11	6.3	158023
i = 12	6.6 ~ 7.2	0	950	2891	19661	34367	21554	25869	414	5349	5026	k = 12	6.9	116081
i = 13	7.2 ~ 7.8	0	319	1464	14195	25603	15484	19102	192	4277	3620	k = 13	7.5	84256
i = 14	7.8 ~ 8.4	0	98	739	10070	18602	10835	13746	83	3311	2519	k = 14	8.1	60003
i = 15	8.4 ~ 9.0	0	28	373	6993	13162	7365	9623	33	2485	1699	k = 15	8.7	41761
i = 16	9.0 ~ 9.6	0	7	187	4746	9061	4855	6547	12	1810	1118	k = 16	9.3	28343
i = 17	9.6 ~ 10.2	0	2	90	3145	6076	3102	4331	4	1279	720	k = 17	9.9	18749
i = 18	10.2 ~ 10.8	0	0	43	2037	3970	1923	2784	1	878	458	k = 18	10.5	12094
i = 19	10.8 ~ 11.4	0	0	20	1289	2528	1158	1743	0	586	289	k = 19	11.1	7613
i = 20	11.4 ~ 12.0	0	0	8	795	1571	676	1064	0	379	183	k = 20	11.7	4676
i = 21	12.0 ~ 12.6	0	0	4	480	955	384	633	0	239	117	k = 21	12.3	2812
i = 22	12.6 ~ 13.2	0	0	2	284	565	213	366	0	146	76	k = 22	12.9	1652
i = 23	13.2 ~ 13.8	0	0	1	164	328	114	207	0	87	49	k = 23	13.5	950
i = 24	13.8 ~ 14.4	0	0	0	92	186	61	115	0	51	33	k = 24	14.1	538
i = 25	14.4 ~ 15.0	0	0	0	52	104	31	63	0	29	21	k = 25	14.7	300
i = 26	15.0 ~ 15.6	0	0	0	28	57	15	33	0	16	14	k = 26	15.3	163
i = 27	15.6 ~ 16.2	0	0	0	15	31	7	17	0	8	9	k = 27	15.9	87
i = 28	16.2 ~ 16.8	0	0	0	7	16	3	8	0	4	6	k = 28	16.5	44
i = 29	16.8 ~ 17.4	0	0	0	4	8	2	5	0	2	4	k = 29	17.1	25
i = 30	17.4 ~ 18.0	0	0	0	2	5	0	1	0	1	2	k = 30	17.7	11
i = 31	18.0 ~ 18.6	0	0	0	1	2	0	1	0	1	2	k = 31	18.3	7
i = 32	18.6 ~ 19.2	0	0	0	0	1	0	0	0	0	1	k = 32	18.9	2
i = 33	19.2 ~ 19.8	0	0	0	0	0	0	0	0	0	1	k = 33	19.5	1
i = 34	19.8 ~ 20.4	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	k = 34	20.1	0

$$a_k = 8667897$$

$$\text{推定交通量}(a), \text{波数}(a_k) \quad a = 10000 \text{ 台/日} \quad a_k = 8668000 \text{ 波/年}$$

$$\text{コンクリートの設計基準強度 } f_{cd} \quad f_{cd} = 300 \text{ kgf/cm}^2 \quad f_{cd} = 300 \text{ kgf/cm}^2$$

$$\text{低減係数}(\beta) \quad \beta = 1.26 \quad \beta = 1.26$$

$$\text{鉄筋の引張強度} \quad f_{su} = 5500 \text{ kgf/cm}^2 \quad f_{su} = 5500 \text{ kgf/cm}^2$$

なお、上記条件の頻度分布の作成(図 6.16)は、都市高速道路のデータ<sup>28)</sup>は輪重を測定していないため、全ての車両は単軸であるとして、輪荷重は車重の 0.4 倍として換算している。

実際の計算においては、設計活荷重( $T_d, H_d$ )作用時の R C はりが弾性設計法によるつり合い断面(上縁コンクリートと鉄筋の応力が  $\sigma_c = 100 \text{ kgf/cm}^2$ ,  $\sigma_s = 1600 \text{ kgf/cm}^2$ : 仮定 2)) であることから、活荷重モーメントと設計モーメントの比( $\alpha$ : 以下活荷重モーメント比と称する)を導入することによって、任意の活荷重( $T, H$ )作用時のはり上縁コンクリートと鉄筋応力はそれぞれ次式で表わされる。

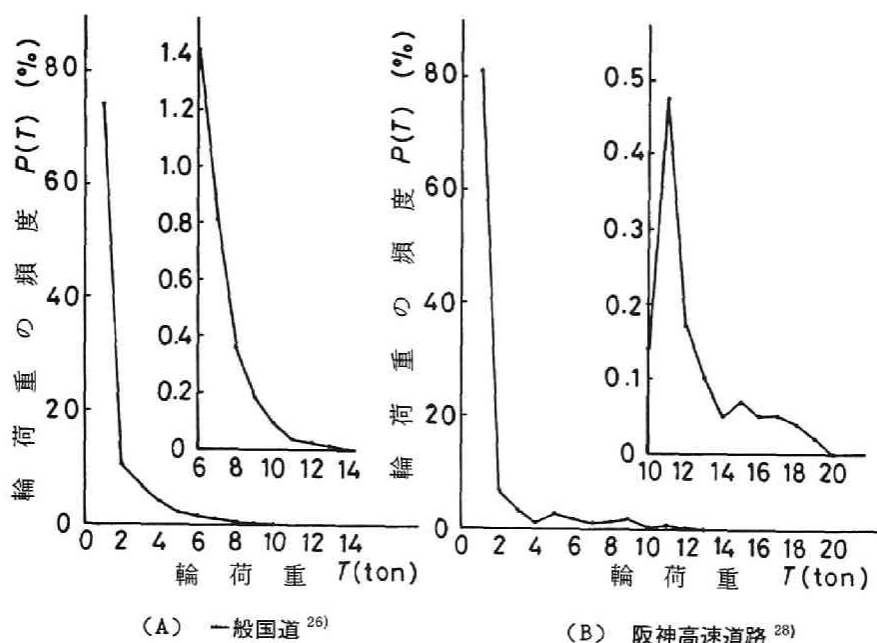


図 6.16 輪荷重の頻度

$$\begin{aligned} \text{コンクリート: } \sigma_c = \sigma_{cp} + \sigma_{cr} &= 100(1-\alpha) + 100(\alpha/T_d) \cdot T \\ &= 100(1-\alpha) + 100(\alpha/H_d) \cdot H \end{aligned} \quad \dots\dots (6.31)$$

$$\begin{aligned} \text{鉄筋: } \sigma_s = \sigma_{sp} + \sigma_{sr} &= 1600(1-\alpha) + 1600(\alpha/T_d) \cdot T \\ &= 1600(1-\alpha) + 1600(\alpha/H_d) \cdot H \end{aligned} \quad \dots\dots (6.32)$$

ここに、 $\sigma_{cp} = 100(1-\alpha)$ 、 $\sigma_{sp} = 1600(1-\alpha)$  は活荷重( $T, H$ )が零のときのはり上縁コンクリートと鉄筋応力で、 $\sigma_{cr}$ 、 $\sigma_{sr}$  は任意の活荷重( $T, H$ )による上縁コンクリートと鉄筋の応力振幅である。

上式より、コンクリートの下限応力比( $S_{min}$ )、上限応力比( $S = S_{max}$ )、および鉄筋の応力振幅( $\sigma_{sr}$ )は次式で表わされる。

$$S_{min} = \sigma_{cp}/(\beta \cdot f_{cd}) \quad , \quad S = S_{max} = \sigma_c/(\beta \cdot f_{cd}) \quad \dots\dots (6.33)$$

$$\sigma_{sr} = 1600 \alpha \cdot T/T_d \quad \text{or} \quad \sigma_{sr} = 1600 \alpha \cdot H/H_d \quad \dots\dots (6.34)$$

以上、式(6.31)～(6.34)を用いることによって、各計算ケースごとの表 6.8 の  $S-N$  線式が決定される。すなわち、式(6.22)、(6.23)の係数  $K_c$  と  $A$  が決定されることになる。

## (2) 計算結果とその検討

表 6.10 (A)～(C)、6.11 に一般国道、都市高速道の輪荷重( $T$ )の頻度分布および北海における波

高( $H$ )の相関出現度数表をもとに疲労破壊に対する安全性の検討を行った結果を示す。

本設計アプローチから推察される主なる点は次の通りである。

- (i) 図 6.17 に任意の活荷重 ( $T, H$ ) 1 回の作用は設計活荷重 ( $T_d, H_d$ ) 何回の作用に相当するか、すなわち、設計活荷重を規準とする等価繰返し回数の関係を示す。図より、鉄筋側の等価繰返し回数は活荷重の大きさにきわめて敏感に変化することがわかる。一方、コンクリート側の等価繰返し回数は、活荷重の大きさによる変化が鉄筋側に比べて小さく、この傾向は活荷重モーメント比( $\alpha$ )が小さいほど、さらには道路橋におけるよりも海洋構造物の荷重条件で顕著である。
- (ii) 表 6.10 (A)～(C)より、道路橋における供用期間中の等価繰返し回数 ( $N_{eq}$ ) の内訳は、鉄筋側 ( $N_{eqs}$ ) においては、設計活荷重 ( $T_d=8$  ton) に近い  $T=6$  ton 以上の部分で大きく、鉄筋の疲労は軽車両よりも重車両に大きな影響を受けていることがわかる。一方、コンクリート側の等価繰返し回数 ( $N_{eqc}$ ) は、輪重( $T$ )の大きさにはあまり関係せず、コンクリートの疲労損傷は全輪重が影響し、また、設計活荷重 ( $T_d$ ) 作用時の上縁コンクリート応力 ( $\sigma_c$ ) が同一の場合、活荷重モーメント比 ( $\alpha$ ) が小さくなるに伴って低荷重が疲労損傷に及ぼす影響が大きくなる。海洋構造物における等価繰返し回数 ( $N_{eq}$ ) の内訳は、コンクリート、鉄筋とも設計波高 ( $H_d=18.3$  m) 以下の部分で大きく、このことは海洋構造物の疲労は低応力が多数回繰返し作用することによって引き起こされるといえる。
- (iii) 表 6.11 より、疲労破壊の安全性の評価値である累積繰返し回数比( $M$ )は、道路橋においては鉄筋側の  $M_s$  がコンクリート側の  $M_c$  より大きく、一方、海洋構造物においては  $M_c$  が  $M_s$  より大きくなっている。このことは、慣用の弾性設計法によってつり合い断面で設計された RC はりの場合、道路橋においては鉄筋の疲労破壊が、海洋コンクリート構造物においてはコンクリートの疲労破壊が

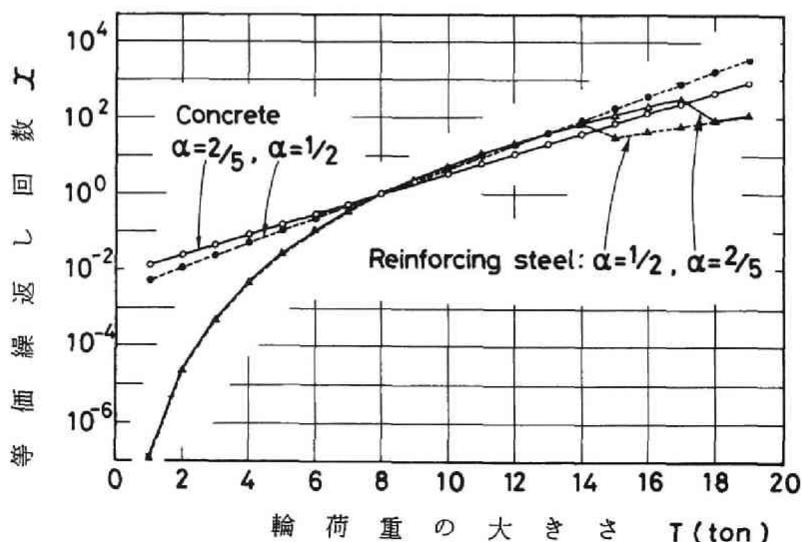


図 6.17 (A) 道路橋

支配的になることを示している。

- (Ⅳ) 表 6.11 より、同一活荷重モーメント比 ( $\alpha$ ) に対して、道路橋における鉄筋側の供用年数中の設計等価繰返し回数 ( $N_{eqds}$ ) や累積繰返し回数比 ( $M_s$ ) に注目した場合、昭和 57 年に阪神高速道路公団が実施したデータに基づく  $N_{eqds}$ ,  $M_s$  の値は、昭和 45～47 年の一般国道のデータに基づいて算定した  $N_{eqds}$  や  $M_s$  の 10 倍程度の値を示している。これらの事実さらには最近交通量 ( $a$  台/日) そのものが増えている現状を考えれば、車両が疲労に及ぼす影響はきわめて増大している

表 6.10(A) 数値計算結果(一般国道)

輪荷重 $T(\text{ton})$	頻度 $P^*(T)$	度数 $n_t \cdot P^*(T)$	鉄筋の応力振幅 $\sigma_{sr} \text{ (kgf/cm}^2\text{)}$		鉄筋 $n_t \cdot P^*(T) \cdot (T/T_d)$		コンクリート上縁応力 $\sigma_c \text{ (kgf/cm}^2\text{)}$		コンクリート $n_t \cdot P^*(T) \cdot 10^{Cc(T-T_d)VKc}$	
			$\alpha=0.50$	$\alpha=0.40$	$\alpha=0.50$	$\alpha=0.40$	$\alpha=0.50$	$\alpha=0.40$	$\alpha=0.50$	$\alpha=0.40$
0.0			800 *	1160 *			50 *	60 *		
1.0	0.7362	268713000	100	80	3.037E+01	3.037E+01	56	65	1.451E+06	3.616E+06
2.0	0.1050	38325000	200	160	8.959E+02	8.959E+02	63	70	4.364E+05	9.544E+05
3.0	0.0700	25550000	300	240	1.351E+04	1.351E+04	69	75	6.134E+05	1.177E+06
4.0	0.0400	14600000	400	320	7.059E+04	7.059E+04	75	80	7.390E+05	1.245E+06
5.0	0.0200	7300000	500	400	1.964E+05	1.964E+05	81	85	7.790E+05	1.152E+06
6.0	0.0140	5110000	600	480	5.589E+05	5.589E+05	88	90	1.150E+06	1.492E+06
7.0	0.0080	2920000	700	560	1.045E+06	1.045E+06	94	95	1.385E+06	1.578E+06
8.0	0.0035	1277500	800	640	1.278E+06	1.278E+06	100	100	1.278E+06	1.278E+06
9.0	0.0018	657000	900	720	1.626E+06	1.626E+06	106	105	1.385E+06	1.216E+06
10.0	0.0009	328500	1000	800	1.828E+06	1.828E+06	113	110	1.450E+06	1.125E+06
11.0	0.0003	109500	1100	880	1.268E+06	1.268E+06	119	115	1.026E+06	6.939E+05
12.0	0.0002	73000	1200	960	1.651E+06	1.651E+06	125	120	1.442E+06	8.561E+05
13.0	0.0001	36500	1300	1040	1.528E+06	1.528E+06	131	125	1.520E+06	7.921E+05
14.0	0.0000	0	1400	1120	0.000E+00	0.000E+00	138	130	0.000E+00	0.000E+00

$$n_t = 3.65 \times 10^8$$

$$N_{eqs} = (1.11 \text{E}+07, 1.11 \text{E}+07)$$

$$N_{eqc} = (1.47 \text{E}+07, 1.72 \text{E}+07)$$

・ 永久荷重作用時の鉄筋およびコンクリート上縁応力

$$\text{E}+07=10^7$$

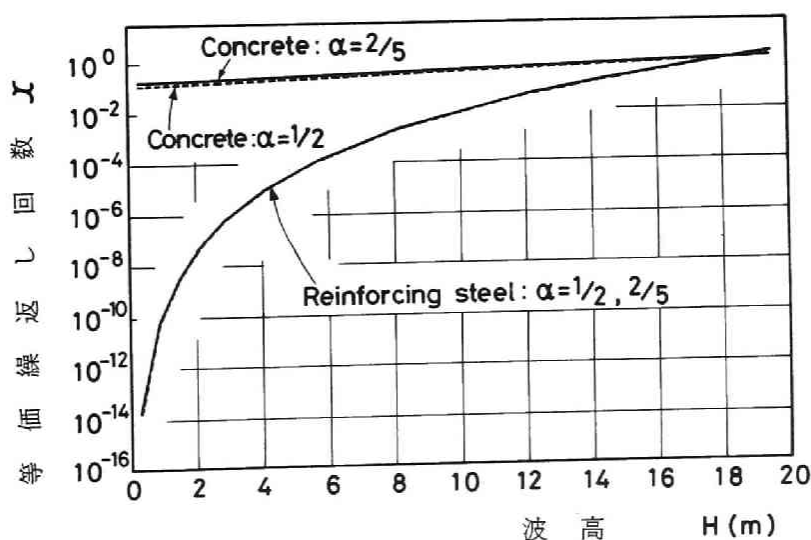


図 6.17 (B) 海洋構造物

図 6.17 荷重と等価繰返し回数との関係(設計荷重:  $T_d = 8 \text{ ton}$ ,  $H_d = 18.3 \text{ m}$ )

表 6.10(B) 数値計算結果(都市高速道)

輪荷重 $T(\text{ton})$	頻 度 $P^*(T)$	度 数 $n_t \cdot P^*(T)$	鉄筋の応力振幅 $\sigma_{sr} (\text{kgf/cm}^2)$		鉄 筋 $n_t \cdot P^*(T) \cdot (T/T_d)^{1/2}$		コンクリート上縁応力 $\sigma_c (\text{kgf/cm}^2)$		コンクリート $n_t \cdot P^*(T) \cdot 10^{cc(T-T_d)/Kc}$	
			$\alpha=0.50$	$\alpha=0.40$	$\alpha=0.50$	$\alpha=0.40$	$\alpha=0.50$	$\alpha=0.40$	$\alpha=0.50$	$\alpha=0.40$
0.0			800*	1160*			50*	60*		
1.0	0.8044	293606000	100	80	3.318E+01	3.318E+01	56	65	1.586E+06	3.951E+06
2.0	0.0663	24199500	200	160	5.657E+02	5.657E+02	63	70	2.756E+05	6.026E+05
3.0	0.0314	11461000	300	240	6.061E+03	6.061E+03	69	75	2.751E+05	5.281E+05
4.0	0.0088	3212000	400	320	1.553E+04	1.553E+04	75	80	1.626E+05	2.739E+05
5.0	0.0256	9344000	500	400	2.514E+05	2.514E+05	81	85	9.971E+05	1.475E+06
6.0	0.0153	5584500	600	480	6.108E+05	6.108E+05	88	90	1.256E+06	1.631E+06
7.0	0.0110	4015000	700	560	1.437E+06	1.437E+06	94	95	1.904E+06	2.170E+06
8.0	0.0100	3650000	800	640	3.650E+06	3.650E+06	100	100	3.650E+06	3.650E+06
9.0	0.0156	5694000	900	720	1.409E+07	1.409E+07	106	105	1.200E+07	1.054E+07
10.0	0.0014	511000	1000	800	2.844E+06	2.844E+06	113	110	2.271E+06	1.750E+06
11.0	0.0047	1715500	1100	880	1.987E+07	1.987E+07	119	115	1.608E+07	1.087E+07
12.0	0.0017	620500	1200	960	1.404E+07	1.404E+07	125	120	1.226E+07	7.277E+06
13.0	0.0010	365000	1300	1040	1.528E+07	1.528E+07	131	125	1.502E+07	7.921E+06
14.0	0.0005	182500	1400	1120	1.351E+07	1.351E+07	138	130	1.603E+07	7.329E+06
15.0	0.0007	255500	1500	1200	8.396E+06	3.217E+07	144	135	4.731E+07	1.899E+07
16.0	0.0005	182500	1600	1280	8.583E+06	3.775E+07	150	140	7.124E+07	2.510E+07
17.0	0.0005	182500	1700	1360	1.202E+07	6.017E+07	156	145	1.502E+08	4.644E+07
18.0	0.0004	146000	1800	1440	1.321E+07	1.321E+07	163	150	2.533E+08	6.876E+07
19.0	0.0002	73000	1900	1520	8.920E+06	8.920E+06	169	155	2.670E+08	6.362E+07
20.0	0.0000	0	2000	1600	0.000E+00	0.000E+00	175	160	0.000E+00	0.000E+00

$$n_t = 3.65 \times 10^8 \quad N_{eqc} = (1.37 \text{E}+08, 2.38 \text{E}+08)$$

$$N_{eqc} = (8.73 \text{E}+08, 2.83 \text{E}+08)$$

\* 永久荷重作用時の鉄筋およびコンクリート上縁応力

表 6.10(C) 数値計算結果(海洋構造物)

波 高 $H(\text{m})$	頻 度 $P^*(H)$	度 数 $n_t \cdot P^*(H)$	鉄筋の応力振幅 $\sigma_{sr} (\text{kgf/cm}^2)$		鉄 筋 $n_t \cdot P^*(H) \cdot (H/H_d)^{1/2}$		コンクリート上縁応力 $\sigma_c (\text{kgf/cm}^2)$		コンクリート $n_t \cdot P^*(H) \cdot 10^{cc(H-H_d)/Kc}$	
			$\alpha=0.50$	$\alpha=0.40$	$\alpha=0.50$	$\alpha=0.40$	$\alpha=0.50$	$\alpha=0.40$	$\alpha=0.50$	$\alpha=0.40$
0.0			800*	1160*			50*	60*		
0.3	0.1091	94539000	13	10	1.747E-06	1.747E-06	51	61	1.191E+07	1.711E+07
0.9	0.1558	135073000	39	31	1.168E-02	1.168E-02	52	62	1.824E+07	2.588E+07
1.5	0.1541	133610000	66	52	5.878E-01	5.878E-01	54	63	1.933E+07	2.710E+07
2.1	0.1411	122345000	92	73	7.162E+00	7.162E+00	56	65	1.896E+07	2.627E+07
2.7	0.1171	101483000	118	94	4.106E+01	4.106E+01	57	66	1.685E+07	2.307E+07
3.3	0.0896	77693100	144	115	1.472E+02	1.472E+02	59	67	1.383E+07	1.870E+07
3.9	0.0654	56687100	170	136	3.881E+02	3.881E+02	61	69	1.081E+07	1.444E+07
4.5	0.0470	40700400	197	157	8.378E+02	8.378E+02	62	70	8.315E+06	1.098E+07
5.1	0.0339	29376000	223	178	1.584E+03	1.584E+03	64	71	6.431E+06	8.387E+06
5.7	0.0248	21463700	249	199	2.722E+03	2.722E+03	66	72	5.035E+06	6.487E+06
6.3	0.0182	15802300	275	220	4.328E+03	4.328E+03	67	74	3.972E+06	5.056E+06
6.9	0.0134	11608100	302	241	6.402E+03	6.402E+03	69	75	3.126E+06	3.932E+06
7.5	0.0097	8425600	328	262	8.824E+03	8.824E+03	70	76	2.431E+06	3.021E+06
8.1	0.0069	6000300	354	283	1.136E+04	1.136E+04	72	78	1.855E+06	2.278E+06
8.7	0.0048	4176100	380	304	1.370E+04	1.370E+04	74	79	1.383E+06	1.678E+06
9.3	0.0033	2834300	407	325	1.553E+04	1.553E+04	75	80	1.006E+06	1.206E+06
9.9	0.0022	1874900	433	346	1.662E+04	1.662E+04	77	82	7.131E+05	8.444E+05
10.5	0.0014	1209400	459	367	1.685E+04	1.685E+04	79	83	4.929E+05	5.766E+05
11.1	0.0009	761300	485	388	1.627E+04	1.627E+04	80	84	3.324E+05	3.843E+05
11.7	0.0005	467600	511	409	1.498E+04	1.498E+04	82	86	2.188E+05	2.499E+05
12.3	0.0003	281200	538	430	1.324E+04	1.324E+04	84	87	1.410E+05	1.591E+05
12.9	0.0002	165200	564	451	1.122E+04	1.122E+04	85	88	8.874E+04	9.893E+04
13.5	0.0001	95000	590	472	9.150E+03	9.150E+03	87	90	5.468E+04	6.022E+04
14.1	0.0001	53800	616	493	7.240E+03	7.240E+03	89	91	3.181E+04	3.611E+04
14.7	0.0000	30000	643	514	5.563E+03	5.563E+03	90	92	1.982E+04	2.131E+04
15.3	0.0000	16300	669	535	4.112E+03	4.112E+03	92	93	1.154E+04	1.226E+04
15.9	0.0000	8700	695	556	2.950E+03	2.950E+03	93	95	6.600E+03	6.927E+03
16.5	0.0000	4400	721	577	1.984E+03	1.984E+03	95	96	3.577E+03	3.709E+03
17.1	0.0000	2500	748	598	1.484E+03	1.484E+03	97	97	2.178E+03	2.231E+03
17.7	0.0000	1100	774	619	8.512E+02	8.512E+02	98	99	1.027E+03	1.039E+03
18.3	0.0000	700	800	640	7.000E+02	7.000E+02	100	100	7.000E+02	7.000E+02
18.9	0.0000	200	826	661	2.563E+02	2.563E+02	102	101	2.143E+02	2.117E+02
19.5	0.0000	100	852	682	1.630E+02	1.630E+02	103	103	1.148E+02	1.121E+02
20.1	0.0000	0	879	703	0.000E+00	0.000E+00	105	104	0.000E+00	0.000E+00

$$n_t = 8.68 \times 10^8 \quad N_{eqs} = (1.89 \text{E}+05, 1.89 \text{E}+05)$$

$$N_{eqc} = (1.46 \text{E}+08, 1.98 \text{E}+08)$$

\* 永久荷重作用時の鉄筋およびコンクリート上縁応力,  $\text{E}+05 = 10^5$

表 6.11 安全性の検討結果

	モーメント比 $\alpha$	設計荷重時の材料の応力と疲労寿命					設計用の等価繰返し回数 $N_{eqd}$		材料のS-N線式に $N=N_{eqd}$ を代入して求める材料応力		累積繰返し回数比 $M$	
		鉄筋		コンクリート			鉄筋 $N_{eqds}$	コンクリート $N_{eqdc}$	鉄筋の応力振幅 $\sigma_{srd}^*$ (kgf/cm <sup>2</sup> )	コンクリート応力 $\sigma_{cd}^*$ (kgf/cm <sup>2</sup> )	鉄筋 $M_s$	コンクリート $M_c$
		応力振幅 $\sigma_{srd}$ (kgf/cm <sup>2</sup> )	疲労寿命 $N_{sd}$	応力 $\sigma_{cd}$ (kgf/cm <sup>2</sup> )	疲労寿命 $N_s$							
一般 国道	0.5	800	$8.18 \times 10^7$	100	$2.56 \times 10^{14}$	$1.107 \times 10^7$	$1.467 \times 10^7$	1038	240	0.135	$5.73 \times 10^{-8}$	
	0.4	640	$3.49 \times 10^6$	100	$7.27 \times 10^{14}$	$1.107 \times 10^7$	$1.718 \times 10^7$	1002	243	0.0317	$2.36 \times 10^{-8}$	
都市 高速道	0.5	800	$8.18 \times 10^7$	100	$2.56 \times 10^{14}$	$1.367 \times 10^8$	$8.731 \times 10^8$	748	205	1.67	$3.41 \times 10^{-6}$	
	0.4	640	$3.49 \times 10^6$	100	$7.27 \times 10^{14}$	$2.378 \times 10^8$	$2.829 \times 10^8$	673	220	0.682	$3.89 \times 10^{-7}$	
海洋 構造物	0.5	800	$8.18 \times 10^7$	100	$2.99 \times 10^8$	$1.895 \times 10^5$	$1.456 \times 10^8$	1913	110	$2.317 \times 10^3$	0.487	
	0.4	640	$3.49 \times 10^6$	100	$5.52 \times 10^{10}$	$1.895 \times 10^5$	$1.981 \times 10^8$	1848	114	$5.435 \times 10^4$	0.357	

設計用の累積繰返し回数比  $M^*$  は別に与えられる。例えば  $M^* = 0.2$  など。

といえる。

- (V) 海洋構造物において、コンクリートと鉄筋の疲労破壊に対する安全性を同程度にしたい場合、すなわち  $M_s = M_c$  としたい場合には、さらにはまた DNV 規準では設計用の累積繰返し回数比 ( $M^*$ ) を  $M^* = 0.2$  として与えていることを考えた場合、設計荷重作用時のコンクリートの応力 ( $\sigma_c$ ) は慣用の弾性設計法による許容応力度をやや小さく規定してやる必要がある (表 6.11)。
- (VI) 本設計アプローチでは、輪荷重の通過位置に関係する補正係数や構造物に作用する波の方向に関する補正係数はいずれも  $C = 1$  として取り扱った。このため、実際の設計用の等価繰返し回数 ( $N_{eqd}$ ) は本計算値よりも小さいと考えられるが、本計算法によれば、設計荷重作用時の鉄筋応力 ( $\sigma_s$ ) 1600 kgf/cm<sup>2</sup>、活荷重モーメント比 ( $\alpha$ )  $1/2$  の都市高速道においては  $M_s = 1.67$  となっており、疲労破壊の可能性が大きくなってきていると判断できる (表 6.11)。

## 6.7 本章の結論

本章においては、海洋コンクリート構造物を対象とした各国の設計指針および我が国の土木学会「コンクリート構造の限界状態設計法指針(案)」における疲労に対する各種設計条項の取扱い方を明らかにし、これら指針との関連において、第3章から5章までの研究を通して明らかにされた疲労特性の設計への適用性について検討した。しかしながら、現状において、コンクリート構造物の適切な疲労設計を行うに際しては、外力荷重の収集データや構造解析の精度、使用材料の設計用の適切な特性値の決定等、今後検討しなければ

ならない多くの問題が残されていると思われる。ここでは、本研究の範囲で明らかになったことを列記し結論とする。

- (1) 平均累積繰返し回数比( $\bar{M}$ )の値は、累積繰返し回数比( $M$ )を評価する際の $S-\bar{N}$ 線式の違いによって大きく変化するが、対数で表わした $M$ の標準偏差  $V(\log M)$  の変化はきわめて小さい。
- (2) 累積繰返し回数比( $M$ )を土木学会コンクリート構造の限界状態設計法試案の破壊確率 $P_f=5\%$  (生存確率 $P=95\%$ )を想定して規定された $P-S-N$ 線式を用いて評価した場合、 $M=1$ に対応する圧縮応力下のコンクリートの破壊確率( $P_f$ )は、変動応力下では $P_f=10^{-7} \sim 10^{-9}$  となりかなり安全側の値を示すものの、先行応力比が後行応力比よりも大きな2段階応力試験では学会式で想定している $P_f=5\%$ と同程度の値を示し、試案はかなり合理的な $S-N$ 線式を規定しているといえる。
- (3) 土木学会コンクリート構造の限界状態設計法指針(案)では、疲労に対する安全性の検討はマイナー則ないしは修正マイナー則によって行うとし、断面解析の手法と材料の $S-N$ 線式を規定している。このような設計手法に基づいてRCはりの累積繰返し回数比( $M$ )を算定した場合、 $M$ の値は鉄筋破断型のはりにおいては全て $M>1$ となり、さらに $M=1$ に対応する破壊確率( $P_f$ )は $P_f=10^{-3}$ となる。この $P_f$ の値は鉄筋の $S-N$ 線式の規定に際して想定されている破壊確率 $5\%$ よりも小さいものの、鉄筋側に関しては指針(案)はやや安全側ではあるがかなり合理的な $S-N$ 線式を規定しているといえる。一方、コンクリート圧潰型のはりに対する $M$ の値は、低荷重比で $M<1$ の傾向を示し、指針(案)の矩形応力に換算する手法は必ずしも適切な手法でないと判断される。
- (4) コンクリート中の応力勾配が疲労寿命に有利な影響を及ぼす効果を評価する暫定的な手法として、ここでは指針(案)の矩形応力に換算する手法の代替法として、はり上縁コンクリート応力( $\sigma_c$ )を $1/\beta$ 倍してやる低減係数( $\beta$ )を下式によって決定してやることを提案する。

$$\beta = 1 / (0.19 + 0.58 / (\sigma_c / \bar{f}_c)) \quad \text{ただし} \quad 1 \leq \beta \leq 1.23$$

ここに  $\bar{f}_c$  はコンクリートの平均圧縮強度

- (5) 変動繰返し応力を受けるコンクリートの累積繰返し回数比( $M$ )は、 $\log M$ の平均値を $m(\log M)$ 、一定繰返し応力下の疲労寿命( $N$ )の対数の標準偏差を $V(\log N)$ と表記すれば、任意の生存確率( $P=\phi(t)$ )に相応する $M$ の値は近似的に下式によって推定しうる。

$$\log M = m(\log M) - t \cdot V(\log N)$$

- i) 疲労寿命( $N$ )のばらつきを表わす  $V(\log N)$  とコンクリートの静的強度のばらつきとの間には密接な関係がある。静的強度の変動係数を  $V_1(\%)$ 、その時疲労試験によって得られた疲労寿命( $N$ )の対数の標準偏差を  $V(\log N)_1$  とすれば、変動係数  $V_2(\%)$  を想定したときの疲労寿命( $N$ )の対数の標準偏差  $V(\log N)_2$  は下式からかなりの精度で推定できる。

$$V(\log N)_2 = \{ (100 + V_1) \cdot V_2 / ((100 + V_2) \cdot V_1) \} \cdot V(\log N)_1$$

- ii) 構造物の重要度に応じて定まる破壊確率  $P_f$  ( $P_f = 1 - P$ ,  $P$ : 生存確率) が規定され, その  $P_f$  が 10% 以下 ( $P=90\%$  以上) の場合には, 上式  $m(\log M)$  を 0 と考えてよく, 設計用の累積繰返し回数比 ( $M^*$ ) は下式より推定できる。

$$\log M^* = -t \cdot V(\log N) \quad , \quad t = \phi^{-1}(P)$$

- (6) 繰返し荷重を受ける RC はりのたわみは, 荷重の繰返し数の増加に伴って増大する。しかし, この場合のたわみ量は ACI ビルディングコードによる長期たわみの算定値よりも小さい。
- (7) 繰返し荷重を受ける RC はりの最大ひびわれ幅の増加は, CEB-FIP のモデルコードで推定される増加量よりもはるかに大きく, 今後この種ひびわれ幅の増加を設計法に取入れる必要があるものと考えられる。

## < 第 6 章 参 考 文 献 >

- 1) Det Norske Veritas ; "Rules for the Design, Construction and Inspection of offshore Structures. Appendix D. Concrete Structures", Det Norske Veritas, 1977.
- 2) 土木学会 ; "コンクリート構造の限界状態設計法指針(案)", コンクリート・ライブラリー, 第52号, 1983.11, p.39
- 3) Norwegian Petroleum Directorate ; "Regulations for the Structural Design of Fixed Structures on the Norwegian Continental Shelf", Norwegian Petroleum Directorate, 1977.
- 4) FIP ; "Recommendations for the Design and Construction of offshore Sea Structures", Fédération Internationale de la Précontrainte Third Edition, 1977.
- 5) ACI Report 357R-78 ; "Guide for the Design and Construction of Fixed offshore Concrete Structures", American Concrete Institute, 1978.
- 6) American Association of State Highway and Transportation officials ; "Standard Specifications for Highway Bridges, 12th Edn., 1977, Washington, DC, pp.496.
- 7) CEB-FIP ; "CEB-FIP Model Code 1978", CEB-FIP Model Code for Concrete Structures, Comité Euro-International du Béton (CEB), 1978, pp.345~346.
- 8) 松下博通, 徳光善治 ; "生存確率を考慮したコンクリートの圧縮疲労強度に関する研究", 土木学会論文報告集, 第284号, 1979.4, pp.127~138.
- 9) Aas-Jacobsen, K. ; "Fatigue of Concrete Beams and Columns", Norwegian Institute of Technology, Bulletin No 70-1, Trondheim, 1979, p.148.
- 10) 土木学会 ; "コンクリート構造の限界状態設計法試案", コンクリート・ライブラリー, 第48号, 1981.4, p.17.



- 11) 牧角龍憲, 松下博通 ; “コンクリートの二段重複疲労試験による Miner 定理の検討”, 土木学会第35回年次学術講演会講演概要集, 第5部, 1978.9, pp.317~318.
- 12) R. Tepfers, C. Fridén and L. Georgsson ; “A Study of the Applicability to the Fatigue of Concrete of the Palmgren-Miner Partial Damage Hypothesis”, Magazine of Concrete Research, Vol. 29, No. 100, September 1977, pp. 123~130.
- 13) J.O. Holmen ; “Fatigue of Concrete by Constant and Variable Amplitude Loading”, ACI Publication SP-75, Fatigue of Concrete Structures, 1982, pp. 71~110.
- 14) A.J.M. Siemes ; “Miner's Rule with Respect to Plain Concrete Variable Amplitude Test”, ACI Publication SP-75, Fatigue of Concrete Structures, 1982, pp. 343~372.
- 15) J.V. Leeuwen and A.J.M. Siemes ; “Miner's Rule with Respect to Plain Concrete”, Boss 79. 2nd International Conference on Behavior of Offshore Structures, London, 1979.8, pp. 591~610.
- 16) K.D. Raithby ; “Behavior of Concrete under Fatigue Loading”, Developments in Concrete technology, 1, F.D. Lydon, Ed., Applied Science Publishers Ltd 1979, pp. 83~110.
- 17) 阪田憲次, 木山英郎, 西林新蔵 ; “統計的处理によるコンクリートの疲労寿命に関する研究”, 土木学会論文報告集, No. 198, 1972.2, pp. 107~114.
- 18) 例えば, 青柳征夫 ; “部材の設計(その6) — たわみ —”, 土木学会, コンクリート・ライブラリー, 第41号, 鉄筋コンクリート設計法の最近の動向, 1975.11, pp. 155~168.
- 19) ACI Standard 318-77 ; “Building Code Requirements for Reinforced Concrete”, ACI, 1977, p. 30.
- 20) J.M. Lovegrove and S.E. Din ; “Deflection and Cracking of Reinforced Concrete under Repeated Loading and Fatigue”, ACI Publication SP-75, Fatigue of Concrete Structures, 1982, pp. 133~152.
- 21) 藤田嘉夫, 西堀忠信 ; “繰返し荷重を受ける鉄筋コンクリートげたの変形に関する研究”, コンクリートジャーナル, Vol. 9, No. 5, 1971.5, pp. 1~8.
- 22) P. Balaguru and S.P. Shah ; “A Method of Predicting Crack Width and Deflections for Fatigue Loading”, ACI Publication SP-75, Fatigue of Concrete Structures, 1982, pp. 153~176.
- 23) 国分正胤, 岡村甫 ; “高強度異形鉄筋を用いた鉄筋コンクリートばりの疲労に関する研究”, 土木学会論文集, 第122号, 1965.10, pp. 29~42.
- 24) 岡田清, 宮川豊章 ; “塩分雰囲気中における鉄筋の腐食”, コンクリート工学, Vol. 17, No. 9, 1979, pp. 1~10.
- 25) 既出 2), p. 74.
- 26) 国広哲男 ; “道路橋の実働荷重と疲労設計”, 第22回構造工学シンポジウム, 繰返し荷重を受

- ける構造物および部材の破壊とこれに関連する設計・製作上の諸問題，日本学術会議構造研究連絡委員会，土木学会，日本建築学会，1976.1，pp.149～156.
- 27) 小野紘一；“鉄筋コンクリート床版の疲労設計法へのアプローチ”，土木学会関西支部，鉄筋コンクリート床版の損傷と疲労設計へのアプローチ，1977.7，pp.113～121.
- 28) 阪神高速道路公団設計荷重委員会；“阪神高速道路活荷重実態調査”，設計荷重委員会資料，No.21号～No.69号，1982～1984.
- 29) R.G.Tinckell，R.Burrows and P.Holmes；“Long-term Wave Loading on offshore Structure”，Proceedings Institution Civil Engineers，Part 2，Vol.61，March 1976，pp.145～162.
- 30) 合田良実；“波浪の統計的性質とその応用”，1975年度（第11回）水工学に関する夏期研修会講義集，Bコース，B-1～B-29，1975.
- 31) A.K.Williams and J.E.Rinne；“Fatigue Analysis of Steel Offshore Structures”，Proceedings Institute Civil Engineers，Part 1，Vol.60，November 1976，pp.635～654.







## 第7章 結論および謝辞

本研究は変動繰返し荷重下におけるコンクリートの疲労特性，とりわけ疲労寿命の確率分布特性を一定荷重試験における疲労寿命との関連において明らかにすることによって，疲労寿命の推定法ならびに疲労を考慮したより合理的な限界状態設計法を確立するための基礎資料を得ることを目的として行ったものである。以下に本研究より得られた結果を総括して本論文の結論とするとともに，今後の問題点についてもふれる。

本論文では，まず第1章において本研究の目的と工学上の意義を明らかにし，第2章では本研究に直接関係する既往の研究や疲労を考慮した最近の設計法の動向を紹介するとともに本研究の位置づけを行った。

第3章，4章では材料レベルとして，コンクリートの圧縮疲労特性を採り上げ，一定および変動繰返し応力下の疲労寿命の確率分布特性を中心に検討した。

一定応力下でのコンクリートの疲労寿命の分布は，種々提案されている分布モデルへの適合性，簡便さと実用面を総合判断して，対数正規分布で近似するのが最も適切であるとの見解を得た。

疲労寿命( $N$ )が対数正規分布に従う場合，その確率分布特性は2母数，すなわち  $\log N$  の平均値  $m(\log N)$  と標準偏差  $V(\log N)$  によって特徴づけられ，任意の生存確率 ( $P = \phi(t)$ ， $t$ ：標準正規変量) に相応する  $N$  の値は次式から求まることになる。

$$\log N = m(\log N) - t \cdot V(\log N) \quad \cdots \cdots (7.1)$$

3章，6章の研究を通して種々の要因が2母数に及ばず影響を検討した結果，

- ① 上・下限の各応力比が同一の場合における  $m(\log N)$  は，コンクリート強度およびその変動係数，供試体寸法，繰返し載荷速度 (0.1～15 Hz. の範囲) の相違には影響を受けない。
- ②  $V(\log N)$  は，供試体寸法が小さくなるに伴ってやや大きくなるが，供試体寸法と強度のばらつき (変動係数) が同一の場合，上限応力比 ( $S$ ) 85% 以下における  $V(\log N)$  は  $S$  の大小には関係せずほぼ一定値を示す。
- ③ コンクリート強度の変動係数  $V_1$  (%) なる試験で得られた  $V(\log N)_1$  と  $V_2$  (%) なる試験で得られた  $V(\log N)_2$  との間にはかなり密接な関係があり，近似的に下式が成立する。

$$V(\log N)_2 = \{ (100 + V_1) V_2 / ((100 + V_2) \cdot V_1) \} V(\log N)_1 \quad \cdots \cdots (7.2)$$

③の結果については，従来実験室の試験をもとに生存確率 ( $P$ )，例えば  $P = 0.95$  ( $t = 1.64$ ) で規定された  $P-S-N$  線式を設計に用いていたが，現場と実験室でコンクリート強度のばらつきが異なることが予想される場合には，式 (7.1) の  $V(\log N)$  に  $V(\log N)_2$  を用いて  $P-S-N$  線式を規定する必要があるとの見解を得た。

第4章では、変動応力下のコンクリートの疲労寿命を取り扱い、累積繰返し回数比( $M$ )の確率分布特性を明確にし、疲労寿命の予測手法について言及した。

まず、 $M$ が疲労寿命の評価値となるか否かを故障率の概念を用いて検討した結果

④ 故障率  $\lambda(M)$  すなわち  $M$  をパラメータとする疲労損傷速度は、一定および変動応力下ではほぼ一定値を示す。

⑤  $h(h=2, 3)$  段階応力試験における  $\lambda(M)$  は、作用応力が高応力から低応力に変化する場合には一定応力下の  $\lambda(M)$  よりも大きくなり、逆に低応力から高応力に変化する場合には小さくなる。

以上④、⑤より、 $h$  段階応力下においては  $\lambda(M)$  は荷重順序の影響を受けるため、疲労寿命の評価値に累積繰返し回数比( $M$ )を用いることは必ずしも適切でないが、荷重の大きさが順次変化する一般のランダム荷重下においては  $M$  を疲労寿命の評価値として使用できるとの結論を得た。

そこで、 $M$ の確率分布特性をより明確にするため、 $M$ の対数正規分布への当てはめを検討し、続いて一定と2段階および変動の各応力試験で得られた  $M$  の確率分布特性を表わす母数の類似点や相違点、ずれ等を式(7.3)、(7.4)との関連において検討した。その結果

$$\text{一定応力試験 : } \log M = 0 - t \cdot V(\log N) \quad , \quad (\because m(\log M) = 0) \cdots (7.3)$$

$$2 \text{ 段階, 変動応力試験 : } \log M = m(\log M) - t \cdot V(\log M) \cdots \cdots (7.4)$$

⑥ 一定、2段階、変動応力の各試験条件ごとの  $M$  の分布は対数正規分布に従う。

⑦  $M$  の対数の平均値  $m(\log M)$  (本文では  $\bar{M} = 10^{m(\log M)}$  で議論した) と標準偏差  $V(\log M)$  の両値の実質的な上限値と下限値は、それぞれ先行応力比 ( $S_1$ ) が後行応力比 ( $S_2$ ) よりも小さな荷重順序と  $S_1$  が  $S_2$  よりも大きな荷重順序を作用させた2段階応力試験で得られ、変動応力下における2母数は2段階応力試験の荷重順序の相違によって得られる母数の中間的な値を示すこと、さらにこの場合の2母数 ( $m(\log M), V(\log M)$ ) は一定応力試験における2母数 ( $m(\log M) = 0, V(\log M) = V(\log N)$ ) とほぼ等しい値を示すことが明らかになった。

コンクリートの疲労破壊は確率過程の問題としてとらえられるため、累積繰返し回数比( $M$ )も確率変数として取扱う必要がある。このような場におけるマイナー則の適用性は、i) 線形の被害則が成立するか、ii) 破壊規準として平均累積繰返し回数比 ( $\bar{M} = 10^{m(\log M)}$ ) が  $\bar{M}=1$  で表現できるか、によって判定する必要があるものと考えられる。線形の被害則については故障率の概念から、 $M$  については  $m(\log M)$  の値から検討した結果、

⑧  $h(h=2, 3)$  段階応力下ではマイナー則が適用できないこと、一方変動応力下においてはコンクリートの疲労寿命の推定にマイナー則がほぼ適用できることが明らかにされた。

また、これらの検討を通して、マイナー則の適用性について議論の対象となった2段階応力試験法は、変動荷重下の疲労寿命の上・下限値を与える試験であるとの見解も得た。

$M$  の設計への適用性は6章で論じた。この場合、生存確率  $P=50\%$  で規定した  $P-S-N(S-\bar{N})$

線式および  $V(\log N)$  に式 (7.2) の  $V(\log N)_2$  を用い、さらに構造物の重要度に応じて定まる破壊確率  $P_f$  を 10% 以下 (生存確率  $P = \phi(t) \geq 90\%$ ) に採ることを条件として、下次で決定される  $M^*$  を設計用値として用い、疲労に対する安全性の照査を行う方法を提案した。

$$\log M^* = -t \cdot V(\log N) \quad , \quad t : \text{標準正規変量} \quad \dots\dots\dots (7.5)$$

以上述べたコンクリートの疲労に関する研究は、破壊という最終局面における問題を論じたものである。しかしながら、コンクリート構造物の耐久性設計を行うためには、さらにはある供用時点での構造物の健全度評価等を行うためには、疲労損傷速度が重要視されねばならない。そのような見地から疲労の問題をとらえた場合、コンクリートの疲労破壊の機構をマイクロクラックの伝播と生長に関連する速度の次元を持った物理量で表わし、この物理量とコンクリートの損傷度を関連づけ、载荷初期から破壊に至るまでの疲労損傷過程を連続的に評価できるような研究が今後望まれるであろう。また、材料学的には実験室の促進試験による疲労特性と実構造物における長期の疲労特性を、荷重の休止期間が疲労寿命に及ぼす定量化も含めて関連づける研究、従来実験データのない低応力の荷重作用がコンクリートの疲労損傷に影響を及ぼすか否かを検討する研究が必要であると考えられる。

第5章では、一定および変動荷重下の RC はりの疲労の問題を採り上げ、材料レベルの疲労寿命と部材レベルとしての RC はりの疲労寿命の関連性および繰返し载荷に伴うたわみやひびわれ挙動を中心に検討した。

繰返し荷重下における RC はりの曲げ破壊様式は、主鉄筋量のみでなく、作用する荷重の大きさと疲労寿命の長さにも依存して、コンクリート圧潰型と鉄筋破断型の破壊に分かれる。

一定荷重試験における RC はりの各荷重比ごとの疲労寿命 ( $N$ ) の分布は対数正規分布に従う。その確率分布特性を検討した結果によれば

- ⑨ 同一荷重比における平均疲労寿命 ( $\bar{N}$ ) はコンクリート圧潰型よりも鉄筋破断型で長くなる。
- ⑩  $\log N$  の標準偏差  $V(\log N)$  は、コンクリート圧潰型のはりの方が鉄筋破壊型のはりよりも大きく、前者の  $V(\log N)$  は、一軸圧縮下のコンクリートの  $V(\log N)$  とほぼ等しい値を示す。また、鉄筋破断型のはりにおける  $V(\log N)$  は高荷重比 ( $P_s \geq 80\%$ ) や疲労寿命が比較的長い荷重比 ( $P_s \leq 65\%$ ) で大きく、その中間の荷重比では  $V(\log N)$  はきわめて小さな値を示す。

⑩の結果は、材料レベルと部材レベルとしての RC はりの疲労特性がかなり密接に関係していることを示唆しているものと思われる。また、⑨の結果より、荷重比と平均疲労寿命、すなわち  $P_s - \bar{N}$  線式は RC はりの破壊様式をも考慮して決定する必要があるとの見解を得た。

つぎに、変動荷重下の RC はりの疲労寿命を累積繰返し回数比 ( $M$ ) によって評価し、マイナー則の適用性について検討した。その結果

- ⑪ 破壊様式を考慮した  $P_s - \bar{N}$  線式をもとにして  $M$  を評価した場合には疲労寿命の推定にマイナー則がかなりの精度で適用できる。
- ⑫ 材料レベル (鉄筋ないしは一軸圧縮のコンクリート) の  $S - \bar{N}$  線式を用いて  $M$  を評価した場合、鉄筋破断型のはりにおいてはマイナー則がほぼ適用できること、コンクリート圧潰型のはり



においては応力勾配の影響を考慮し、はり上縁のコンクリート応力( $\sigma_c$ )を $1/\beta$ 倍した応力( $\sigma_c/\beta$ )を考えることによってマイナー則が適用できる可能性がある。

このような低減値( $\beta$ )を決定する差し当りの暫定式として下式を提案した。

$$\beta = 1 / (0.19 + 0.58 / (\sigma_c / f_c)) , \text{ただし } 1 \leq \beta \leq 1.23 , f_c : \text{圧縮強度}$$

一定および変動荷重下のたわみとひびわれ幅予測の解析を試み、その適用性を検討した。その結果、載荷重の大きさがはりの静的終局耐力に近い荷重比範囲を除けば、提示した方法によってかなりの精度でたわみやひびわれ幅の予測が行える可能性のあることが明らかにされた。

一方、これら特性を設計面との関連において考えれば、たわみはACIコードにおける長期たわみを設計に導入すれば考慮する必要のないことが、ひびわれ幅についてはFIPのモデルコードに規定された繰返し荷重を考慮した場合のひびわれ幅の増加量よりも大きく、今後設計に考慮して行く必要があるとの見解を得た。

$a/d = 2, 3$ としたRCはりのせん断疲労試験によれば、疲労寿命は斜めひびわれの伸展パターンに大きく左右され、初載荷時に載荷点ないしはその近くまでひびわれが伸展している場合には疲労寿命はきわめて短く、斜めひびわれ高が低い場合には、このひびわれは繰返し載荷に伴って曲げスパン内の内側方向に向かいタイドアーチを形成して疲労寿命は長くなる。また、このときの破壊はせん断圧縮ないしはそれに近い破壊あるいは斜めひびわれと交差する鉄筋の破断で破壊する。

最後に、累積繰返し回数比( $M$ )を用いて疲労設計への1アプローチを試みた。その結果、海洋コンクリート構造物ではコンクリートの破壊が起こる可能性のあることを数値的に示すとともに、DNV規準や土木学会コンクリート構造物の限界状態設計法指針(案)におけるコンクリート側の疲労破壊を対象とした設計法の考え方は必ずしも適切なものではないとの私見を述べた。

以上、RCはりの疲労特性については、変動荷重下の疲労寿命を材料レベルの疲労特性と関連づけて予測する手法、とくにコンクリートの一軸圧縮の疲労特性から構造物中のコンクリート部の損傷度を予測する手法、さらには繰返し荷重下、とくに変動荷重下における変形量をコンクリートと鉄筋間の付着劣化と関連づけて推定する方法に関する研究が望まれる。

また、コンクリート構造物の疲労設計を完全な形で行うためには、外力荷重、応答解析、材料や構造物の疲労特性等多くの要因を精度よく分析し、これら要因が構造物全体の安全性にどのように関与するかを総合評価するような研究が今後の課題となる。

本研究は著者が鳥取大学在勤中、この間昭和56年度流動研究員として京都大学で実施した研究も含めて、行ったコンクリートの疲労に関する一連の研究をとりまとめたものである。

本研究を遂行するにあたり、終始変わらず御指導、御鞭撻を戴き、本論文をまとめる機会をお与えいただきました京都大学教授・岡田清博士ならびに鳥取大学教授・西林新蔵博士に対し衷心より厚く御礼申し上げます。同時に研究の途上において数多くの御討議、御教示、御協力をいただきました京都大学助教授・小林和夫博士、岡山大学助教授・阪田憲次博士、鳥取大学教授・木山英郎博士および鳥取大学助教授・矢村潔博士、立命館大学教授・児島孝之博士に深く感謝いたします。

また、本研究の各所で有益な討議をお寄せいただきました岐阜大学教授・小柳治博士，神戸大学助教授・藤井学博士および京都大学の宮川豊章氏をはじめとする関西若手コンクリート研究会の諸氏に心より御礼申し上げます。

さらに実験の遂行において多大の御協力を下さいました鳥取大学の吉野公氏，林昭富氏をはじめとする材料研究室卒業生の諸氏，京都大学の井上晋氏，立命館大学の尼崎省二氏に対して深甚の謝意を表する次第である。

最後に，本論文の作成にあたりまして，図面作成，訂正等に多くの御協力をいただきました大谷公行君，川村勝君をはじめとする鳥取大学材料研究室の学生の皆様に深く感謝いたします。





